

Jälkijännitetyn pilarilaatan suunnittelu pilarilinjoille keskitetyillä punoskaistoilla

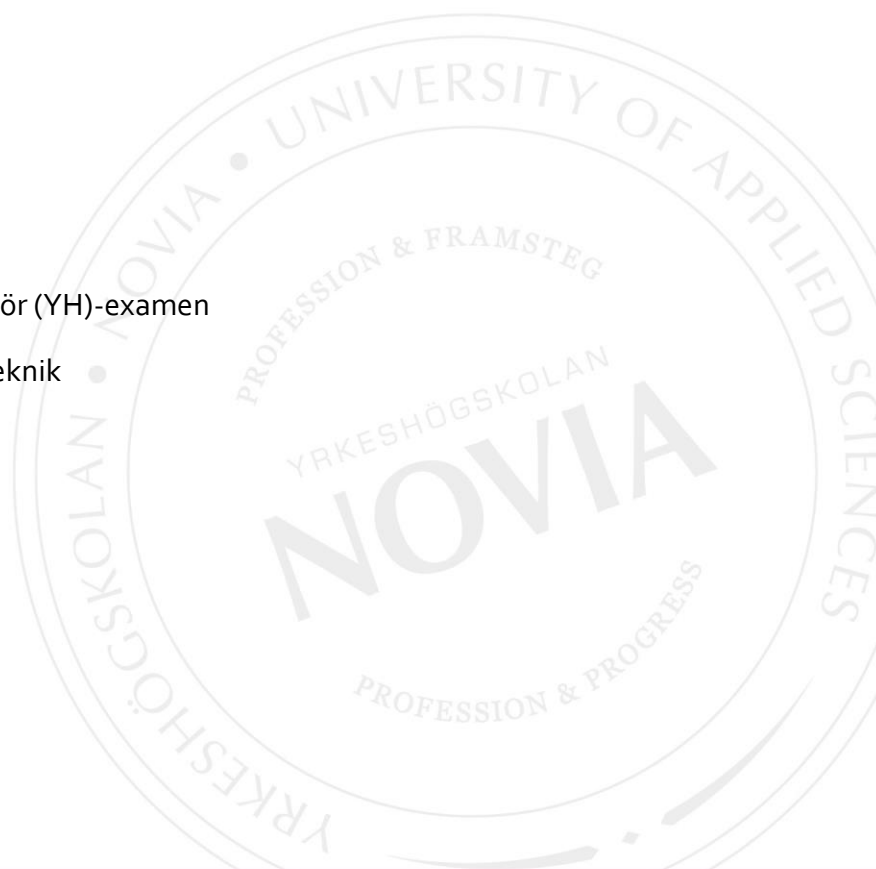
Jälkijännitetytrakenteet

Santeri Määttä

Examensarbete för ingenjör (YH)-examen

Byggnads- och samhällsteknik

Raseborg 2018



EXAMENSARBETE

Författare: Santeri Määttä

Utbildning och ort: Byggnads- och samhällsteknik, Ingenjör YH, Raseborg

Inriktningsalternativ/Fördjupning: Projektering och byggnadskonstruktion

Handledare: Johan Degerlund, Yrkeshögskolan Novia och Janne Hanka, Sweco

Rakennetekniikka Oy

Titel: Planering av efterspänd pelarplatta med UB-linor centrerade på pelarna

Datum: 12.03.2018

Sidantal: 71

Bilagor: 4

Abstrakt

Nuförtiden är det populärt att använda sig av efterspända konstruktioner inom byggnadsbranschen. Inom byggnadsbranschen använder man sig ofta av UB-linor (armering utan vidhäftning). Konstruktioner kan både för- eller efterspännas. Vid efterspända konstruktioner spänns linorna efter att betongen har härdat tillräckligt. UB-linorna består av linan som skyddas med korrosionsförhindrande fett och plaströr över hela längden. I ändan av UB-linorna finns ankarstyckena.

I Finland placeras linorna oftast i konstruktionen centrerade i ena hållet på pelaren och i andra hållet jämt delat utöver hela tvärsnittsarean, denna metod kallas banded-distributed. Alternativt kunde linorna placeras i båda riktningarna centrerade på pelarna, denna metod kallas banded-banded. Intresset för att placera UB-linorna i pelarplattan enligt banded-banded metoden har funnits, men inga anvisningar finns tillgängliga som påvisar eventuella för- eller nackdelar med banded-banded metoden. Målet med undersökningen är att få en klarare bild över eventuella för- och nackdelar med banded-banded metoden jämfört med banded-distributed metoden.

Undersökningen utförs mha. beräkningar som görs med ADAPT-software och resultaten är giltiga för de undersökta konstruktionerna. Utgående från resultaten kan man se att skillnaderna mellan placeringssätten är små. Med banded-banded metoden är det bra att använda sig av mindre planerings sektioner så att FEM-programmet räknar ut armering till fältet. Undersökningen är utförd i samarbete med Sweco Rakennetekniikka Oy.

Språk: Finska

Nyckelord: Efterspända konstruktioner, UB-linor, ADAPT

OPINNÄYTETYÖ

Tekijä: Santeri Määttä

Koulutus ja paikkakunta: Rakennus- ja yhdyskuntatekniikka, Insinööri AMK, Raasepori

Suuntautumisvaihtoehto/Syventävät opinnot: Rakennesuunnittelu

Ohjaaja(t): Johan Degerlund, Novia Ammattikorkeakoulu ja Janne Hanka, Sweco Rakennetekniikka Oy.

Nimike: Jälkijännitetyn pilarilaatan suunnittelu pilarilinoille keskitetyillä punoskaistoilla

Päivämäärä: 12.03.2018

Sivumäärä: 71

Liitteet: 4

Tiivistelmä

Jälkijännitettyjen rakenteiden suosio on kasvanut talorakennuksessa. Talorakennuksessa käytetään usein tartunnattomia jänteitä, niiden yksinkertaisuuden myötä. Rakenteet voidaan esijännittää tai jälkijännittää. Jälkijännitetyissä rakenteissa jännitystyöt tapahtuvat betonin kovettumisen jälkeen. Tartunnaton jänne koostuu jänneteräksestä, joka on suojattu korroosiosuojarasvalla ja muoviputkella koko matkaltaan. Tartunnattoman jänteen päässä sijaitsee ankkurikappaleet.

Suomessa tavallisimmin punokset sijoitetaan yhteen suuntaan keskittämällä pilarilinoille ja toisessa suunnassa harvasti jaettuna koko poikkileikkausalalle, tämä tapa tunnetaan banded-distributed-järjestelytapana. Vaihtoehtoisesti punokset voitaisiin keskittää molemmissa suunnissa pilarilinoille, tämä järjestelytapa tunnetaan banded-banded-järjestelytapana. Punosten keskittämistä molempiin suuntiin ollaan mietitty mutta järjestelytavan vaikutuksista ei ole löytynyt tietoa. Tutkimuksen tavoitteena on saada selkeä ohje/käsitys mitkä ovat vaikutukset punosten keskittämällä. Tutkimus suoritetaan laskennallisesti, FEM-laskentaohjelmaa käyttäen.

Tutkittujen rakenteiden tulokset ovat voimassa juuri kyseisille rakenteille. Laskennan tulosten tukena voidaan todeta järjestelytapojen eroavaisuuksien olevan todella pienet, esimerkiksi jännitystiloissa. Punoksia keskittämällä molempiin suuntiin olisi hyvä käyttää kapeampia suunnittelukaistoja, jotta kenttiin saataisiin raudoitusta. Tämä opinnäytetyö on tehty yhteistyössä Sweco Rakennetekniikka Oy:n kanssa.

Kieli: Suomi

Avainsanat: Jälkijännitetty, Tartunnaton jänne, ADAPT

BACHELOR'S THESIS

Author: Santeri Määttä

Degree Programme: Construction and civil Engineering, Raseborg

Specialization: Structural Engineering

Supervisor(s): Johan Degerlund, Novia University of Applied Sciences and Janne Hanka, Sweco Rakennetekniikka Oy

Title: Design of Post-tensioned Flat Slab with Unbonded Tendons Centered at the Column Lines

Date: 12 March 2018

Number of pages: 71

Appendices: 4

Abstract

Nowadays it is very common to use post-tensioned structures. Especially the attitude against unbonded tendons has changed due to their simplicity. The structures can be pre-stressed or post-tensioned. In post-tensioning, the tendons are stressed after the concrete has been casted. The unbonded tendon consists of a plastic sheathing which is filled with anti-corrosion grease. The anchors are placed in the end of the structure.

The most common way in Finland to place the tendons in the structures is the banded-distributed style, meaning that the tendons are centered to the column line in one direction. The other way to place the tendons is to center them to the column lines in both directions. This style is known as banded-banded. The aim in this thesis is to compare these two styles and examine their effects to the structure. The calculation consists of two different flat slab structures for more realistic results. ADAPT-Builder 2016 software has been used for the calculations.

The results are valid only for the structures used in this thesis. The results indicate that the two different styles do not differ from each other much. When using banded-banded style, the study shows it is better to use thinner design sections to cover reinforcement for the whole slab structure. This study is made in cooperation with Sweco Rakennetekniikka Oy.

Language: Finnish Key words: Post-tensioned, Unbonded-tendon, ADAPT

Sisällysluettelo:

1	Johdanto.....	1
1.1	Tutkimuksen tausta.....	1
1.2	Tutkimuksen tavoitteet.....	2
1.3	Tutkimusmenetelmät	3
1.4	Tutkimuksen rajausta.....	3
2	Materiaalit.....	4
2.1	Betoni.....	4
2.1.1	Puristuslujuus	5
2.1.2	Vetolujuus.....	6
2.1.3	Kimmainen muodonmuutos	7
2.1.4	Kutistuma	8
2.1.5	Viruminen.....	9
2.2	Betoniteräs.....	11
2.2.1	Myötölujuus	11
2.2.2	Jännitys-muodonmuutosyhteys (kimmokerroin).....	12
2.3	Jänneteräs.....	12
2.3.1	Lujuus.....	14
2.3.2	Jännitys-muodonmuutosyhteys (kimmokerroin).....	15
2.3.3	Relaksaatio	15
3	Jännitetyt rakenteet.....	17
3.1	Eri rakennetyypit	20
3.2	Pilarilaatta.....	21
3.3	Tartunnattomien jänteiden järjestely pilarilaatoissa	23
3.4	Jälkijännitettyjen rakenteiden laskennan erityispiirteet.....	26
3.4.1	Ohjaus- ja jännevoimat.....	26
3.4.2	Häviöt.....	28
3.5	Jännitettyjen rakenteiden mitoitusohjelma	32
4	Laskentaesimerkki.....	33
4.1	Pilarilaatan laskentamalli	33
4.2	Suunnittelukaistat.....	35
4.3	Punokset	36
4.4	Laskentaesimerkin lähtötiedot.....	41
4.5	Kuormat ja kuormitusyhdistelmä.....	43
4.6	Raudituksen mitoitus ADAPT-ohjelmalla.....	45
4.7	Tulokset ja niiden vertailu	47
4.8	Rauditusmitoitus.....	53

4.9	Tulosten mittauskohdat.....	55
5	Johtopäätökset.....	58
	Lähteet	61
	Sammanfattning på svenska.....	64
1	Inledning.....	64
2	Material	65
2.1	Betong.....	65
2.2	Armering (Kamstål).....	66
2.3	Spännarmering (UnBonded)	66
3	Efterspända betongkonstruktioner.....	66
3.1	Placering av spännarmering utan vidhäftning	67
3.2	Dimensionering av efterspända konstruktioner (Huvuddrag)	68
4	Räkneexempel	68
4.1	Lastfallen	70
5	Slutsats	70

Liite 1: Betonin lujuus ja muodonmuutosominaisuudet.

Liite 2: Hyötykuormien pienennyskertoimet.

Liite 3: 10x10 pilarilaatan banded-distributed-menetelmän kuvaajat.

Liite 4: Raudoitus- ja punossuunnitelma FEM-laskentaohjelmasta (ADAPT).

TERMIT JA NIIDEN MÄÄRITELMÄT

<i>Banded-Banded</i>	Tartunnattomien jänteiden järjestelytapa.
<i>Banded-Distributed</i>	Tartunnattomien jänteiden järjestelytapa.
<i>KRT</i>	Käyttörajatila
<i>MRT</i>	Murtorajatila
<i>CGS</i>	Punoksenpainopisteestä mitta lähimpään rakenteenpintaan.

Latinalaiset isot kirjaimet

A	Poikkileikkausala
A_c	Betonin poikkileikkausala
A_p	Jänneteräksen/terästen poikkileikkausala
A_s	Raudoituksen poikkileikkausala
E_c	Betonin tangenttimoduuli
E_s	Betoniteräksen kimmokertoimen mitoitusarvo
E_{cm}	Betonin kimmomoduuli
E_{cd}	Betonin kimmokertoimen mitoitusarvo
E_p	Jänneteräksen kimmokertoimen mitoitusarvo
G	Pysyväkuorma
I	Jäyhyysmomentti
K	Kerroin
M	Momentti
M_{Ed}	Taivutusmomentin mitoitusarvo
P	Jännevoima
P_{m0}	Alkujännevoima
P_{max}	Suurin sallittu jännettä kuormittava voima
Q	Muuttuva kuorma

Latinalaiset pienet kirjaimet

f_{ctm}	Betonin keskimääräinen vetolujuus
f_{ck}	Betonin lieriölujuuden ominaisarvo 28vrk ikäisenä
$f_{ck,cube}$	Betonin kuutiolujuuden ominaisarvo 28vrk ikäisenä
f_{cm}	Betonin lieriölujuuden keskiarvo
f_{cd}	Betonin puristuslujuuden mitoitusarvo
f_{ctd}	Betonin vetolujuuden mitoitusarvo

f_{ctk}	Betonin vetolujuuden ominaisarvo
f_{yk}	Betoniteräksen myötölujuuden ominaisarvo
f_{yd}	Betoniteräksen myötölujuuden mitoitusarvo
$f_{0,2k}$	Betoniteräksen 0,2-rajan ominaisarvo
f_{pk}	Jänneteräksen vetolujuuden ominaisarvo
$f_{p0,1k}$	Jänneteräksen 0,1-rajan ominaisarvo
f_{pd}	Jänneteräksen vetolujuuden mitoitusarvo
n	Lukumäärä
t	Tarkastushetki
w	Ankkurointiliukuman vaikutuksen pituus

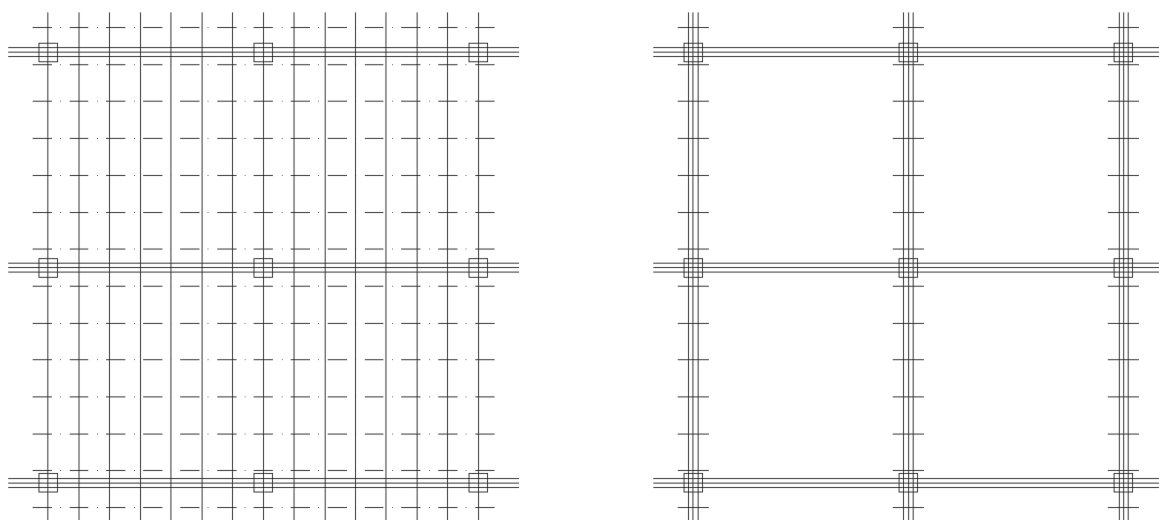
Kreikkalaiset kirjaimet

α	Kerroin; kulma
β	Kerroin
Δ	Muutos
ϵ_{ca}	Betonin sisäinen kutistuma
ϵ_{cd}	Betonin kuivumiskutistuma
ϵ_{cs}	Betonin kokonaiskutistuma
ϵ_c	Betonin puristuma
ϵ_{cc}	Betonin viruma
ϵ_{uk}	Betoniteräksen tai jänneteräksen suurinta voimaa vastaavan venymän ominaisarvo
μ	Kitkakerroin
ρ_{1000}	Relaksaatiohäviö 1000 tunnin jälkeen 20 °C lämpötilassa
γ_c	Betonin osavarmuusluku
γ_s	Betoniteräksen / jänneteräksen osavarmuusluku
γ_p	Jännevoiman osavarmuusluku
α_{cc}	Betonin puristuslujuuskerroin
φ	Virumaluku
σ_c	Betonin puristusjännitys
σ_s	Vetorausituksen jännitys
σ_p	Jänneteräksen jännitys
σ_{pr}	Relaksaatiosta johtuva jänneteräksen jännityksen muutos

1 Johdanto

1.1 Tutkimuksen tausta

Jälkijännitettyjen rakenteiden suunnittelu on ollut kovassa kasvussa Suomessa ja eritoten tartunnattomien jänteiden käyttö talorakentamisessa. Ensimmäiset rakenteet, joissa käytettiin tartunnattomia jänteitä, rakennettiin 1950-luvulla. Suomessa käytetään rakentamisessa usein tartunnattomia jänteitä niiden yksinkertaisuuden takia. Rakenteita pystytään esijännittämään tai jälkijännittämään tarpeen mukaan. Jännepunosten järjestely eri tavoin voi tuoda uusia ratkaisuja rakentamiseen, kuten esimerkiksi joustavammat rei'itys mahdollisuudet. Jälkijännitetyt rakenteet suunnitellaan tavallisimmin banded-distributed-menetelmällä, eli jännepunokset sijoitetaan yhteen suuntaan pilariloinjoille keskitettynä ja toiseen suuntaan harvajaolla koko laatan pinta-alalle. Mielenkiinto punosten keskittämiseen molempiin suuntiin pilarilinjoiille on kasvanut taloudellisista syistä. Punosten keskittäminen molempiin suuntiin johtaa punosten tuennan vähenemiseen merkittävästi (ks. kuva 1.1). Kuvassa 1.1 punosten tuenta on esitetty katkoviivalla ja niiden keskinäinen väli on 1,2 metriä. Jotta pystyttäisiin tekemään luotettavia suunnitelmia olisi tarvetta saada selkeä käsitys siitä, mitä rakenteelle tapahtuu kun punokset keskitetään molempiin suuntiin.



Kuva 1.1: Banded-distributed-järjestelytapa ja banded-banded-järjestelytapa.

Suomen rakentamismääräyskokoelman B4 Betonirakenteet 1987 antoi mahdollisuuden käyttää jännitetyissä rakenteissa myös tartunnattomia jänteitä. Betoninormi B4 ei kuitenkaan antanut rakenteiden suunnitteluun ja valmistukseen yksityiskohtaisia ohjeita. (by 27 1988, s. 1). Suomessa jännitettyjen rakenteiden suunnittelussa seurataan Eurokoodi 2-määräyksiä ja kansallisia liitteitä. Normissa kuvaillaan yleiset vaatimukset jänneteräksille. Punosten järjestelytapaan ei EC2 tai kansalliset liitteet ota suoranaisesti kantaa. Punosten keskittäminen molempiin suuntiin pilarilinjoille on USA:n normeissa (ACI-318) kielletty. Banded-banded-menetelmän käyttöä ei ole tutkittu juuri lainkaan, Post-Tensioning Institute on tehnyt tutkimuksen banded-banded-menetelmän käytöstä. PTI:n tutkimuksessa vertaillaan kolmea erilaista punosten järjestelytapaa.

1.2 Tutkimuksen tavoitteet

Kun aikaisempaa tutkimusta on rajoitetusti ja Suomen normit ei ota kantaa järjestelytapoihin, on tutkimuksen päätavoite saada selkeä käsitys mitä tapahtuu, kun punokset keskitetään molempiin suuntiin pilarilinjoille. Tutkimuksella on kaksi eri osatavoitetta. Tutkimuksen ensimmäisenä osatavoitteena on selvittää miten punosten järjestely banded-banded-menetelmällä vaikuttaa materiaalimenekkiin. Kuluuko enemmän raudoitusta tai punoksia verrattuna tavallisempaan punosten järjestelymenetelmään? Miten tämä järjestely vaikuttaa betonin määrään? Mitkä ovat taloudelliset vaikutukset, kuluuko enemmän materiaalia vai vähemmän materiaalia?

Tutkimuksen toisena osatavoitteena on selvittää minkälaisille rakenteille punosten keskittäminen pilarilinjoille soveltuisi? Miten banded-banded-järjestelmä vaikuttaa rakenteen ominaisuuksiin? Mitä tapahtuu taipumalle? Taipuma on suurempi pilarilaatoilla kuin muissa ristiin kantavissa laattarakenteissa, joten sen tarkistaminen on tärkeää punoksia keskittäessä. Millaisille jänneväleille ja millaisiin rakenteisiin banded-banded-menetelmä sopii parhaiten ja voidaanko sitä käyttää myös välipohjiin tai pihakansiin?

1.3 Tutkimusmenetelmät

Tutkimus suoritetaan laskennallisesti mutta apuna käytetään myös alan kirjallisuutta. Tutkimuksen tärkeimpiä lähteitä ovat Eurokoodit, Suomen rakentamismääräyskokoelma ja Betoniyhdistyksen kirjat. Kirjallisuudesta ilmenee tiedot materiaaleista sekä siitä, mitkä rakenteeseen kohdistuvat rajoitukset ovat esim. betoniin kohdistuva suurin sallittu puristusjännitys ominaisyhdistelmällä.

Laskennallisesti saatava tulos muodostaa suurimman osan tutkimuksesta, sen avulla saadaan hyvä käsitys aiheesta. Laskentaosuuden avulla saa hyvän kuvan siitä, miten rakennus ”reagoi” punosten keskittämiseen pilarilinjoilla molemmissa suunnissa. FEM-laskentaohjelmalla laskettaessa, saadaan hyviä kuvaajia kuten esim. taipumakuvaaja. Laskentaosuus suoritetaan ADAPT-Builder 2016-ohjelmaa käyttäen. Tutkimukseen liittyy haastattelu jännitystyöurakoitsijan kanssa. Haastateltavana oli Naulankanta Oy:n suunnittelupäällikkö Henri Huoso.

1.4 Tutkimuksen rajaus

Tämä opinnäytetyö rajautuu jälkijännitetyn pilarilaatan suunnitteluun tartunnattomilla jänteillä. Tutkimuksessa keskitytään kahteen eri tapaan sijoitella tartunnattomia jänteitä pilarilaattaan. Nämä kaksi tapaa (ks. kuva 1.1) ovat banded-banded-menetelmä sekä tavallisemmin käytettävä banded-distributed-menetelmä. Näiden kahden eri järjestelytavan aiheuttamia kustannuseroja vertaillaan materiaalimenekin perusteella. Tutkimuksen laskentaosuudessa tullaan tarkastelemaan kahta erikokoista pilarilaattaa, jotka toimivat välipohjarakenteena toimistorakennuksessa.

2 Materiaalit

Jälkijännitetyissä rakenteissa käytettyjä materiaaleja ovat betoni, betoniteräs ja jänneteräs. Materiaaleilla on omat ominaisuutensa ja niitä hyödyntämällä luodaan kestävät rakenteet. Seuraavissa kappaleissa tuodaan esille eri materiaalien merkittävimmät ominaisuudet. Kappaleissa otetaan esiin olennaiset ominaisuudet, kun suunnitellaan jälkijännitettyjä rakenteita.



Kuva 2.2: Havainnekuva jälkijännitetystä pilarilaatasta. Kuvassa ovat kaikki materiaalit, joita käytetään jälkijännitettyssä rakenteessa.

2.1 Betoni

Betonin ominaisuudet tekevät siitä erinomaisen materiaalin kantavissa rakenteissa. Betonin ominaisuuksia voi säätää tiettyä tarkoitusta varten. Esimerkiksi betonin lujuus on säädettävissä sementin ja veden suhdetta vaihtelemalla. Betoni on materiaali, jota voidaan muotoilla melko vapaasti muotin muotoa muuttamalla sekä muottimateriaalia vaihtaen. Sementin ja veden ohella betoni koostuu kiviaineksesta. Kiviaines vaikuttaa merkittävimmin betonin mekaanisiin ominaisuuksiin. Betoniin kohdistuessa kuormitusta, sen sisälle syntyy epätasainen jännitystila. Epätasainen jännitystila ilmenee vetojännityksenä betonirakenteessa. Vetojännityksen seurauksena betoniin syntyy halkeamia.

2.1.1 Puristuslujuus

Puristuslujuus on yksi betonin tärkeimmistä ominaisuuksista. Betoni kestää isoja puristusrasituksia, mutta vetojännityksen syntyessä tulee betonirakenne raudoittaa vetojännitystä vastaan. Eri betonimassat erotellaan lujuusluokituksella, joka kertoo betonin puristuslujuuden. Rakenteiden mitoituksessa käytetään apuna betonin lujuusluokkia. Betonin puristuslujuus saadaan, kun suoritetaan puristuskoe joka antaa lieriölujuuden ja kuutiolujuuden. Lujuusluokat perustuvat puristuskokeeseen joka tehdään, betonimassalle joka on kuivunut 28 vuorokautta. Betonin puristuslujuus sekä vetolujuus kehittyvät kuivumisen myötä. 28 vuorokauteen saakka oletetaan, että vetolujuus sekä puristuslujuus kehittyvät samaan tahtiin. Puristuslujuus merkitään kirjaimella C jonka jälkeen seuraa f_{ck} (lieriölujuus)/ $f_{ck,cube}$ (kuutiolujuus).

Esimerkki: C35/45 betonissa, betonin lieriölujuus on 35 MPa ja kuutiolujuus on 45 MPa.

Suomessa käytetään SFS-EN 1992-1-1 + A1 + AC standardin mukaisia betonin lujuusluokkia (taulukko 2.3). Alin lujuusluokka on C12/15 ja suurin lujuusluokka C90/105.

Tunnus	C12/15	C16/20	C20/25	C25/30	C30/37	C35/45	C40/50
f_{ck}	12	16	20	25	30	35	40
$f_{ck,cube}$	15	20	25	30	37	45	50
Tunnus	C45/55	C50/60	C55/67	C60/75	C70/85	C80/95	C90/105
f_{ck}	45	50	55	60	70	80	90
$f_{ck,cube}$	55	60	67	75	85	95	105

Taulukko 2.3: Suomessa käytössä olevien betonien lujuusluokat. [Leskelä 2008, 33]

Puristuslujuuden keskiarvo saadaan laskennallisesti seuraavasti:

$$f_{cm} = f_{ck} + 8 \text{ MPa} \quad (2.1)$$

Puristuslujuuden mitoitusarvo lasketaan seuraavalla kaavalla:

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad (2.2)$$

missä

α_{cc} on betonin puristuslujuuskerroin

γ_c on betonin materiaaliosavarmuusluku. (ks. taulukko 2.4)

Mitoitustilanteet	betonin γ_c	betoniteräksen γ_s	jänneteräksen γ_s
Normaalisti vallitseva ja tilapäinen	1,5	1,15	1,15
Onnettomuus	1,2	1,0	1,0

Taulukko 2.4: Betonin, betoniteräksen ja jänneteräksen materiaaliosavarmuusluvut. [SFS-EN 1992-1-1 + A1 + AC, 26]

2.1.2 Vetolujuus

Vetolujuus on puristuslujuuden rinnalla myös betonin tärkeimpiä ominaisuuksia. Suunnittelijan näkökulmasta vetolujuuden ymmärtäminen on tärkeää. Vetojännityksen ollessa suurempi kuin vetolujuus on seurauksena betonin halkeilu. Esimerkiksi yksiaukkoisessa palkissa vetojännitys syntyy rakenteen alapintaan. Palkin ollessa useammalla tuella vetojännitystä syntyy ala- ja yläpintaan. Betoniteräket kestävät hyvin vetojännitystä ja tämän takia betoniteräket ovat osa betonirakennetta. Betonin ruvetessa halkeilemaan se vaikuttaa esim. taipumaan. Eurokoodissa SFS-EN 1992-1-1 A1+ AC vetolujuuden arvona käytetään f_{ctm} . Vetolujuuden arvot on määritelty Eurokoodissa SFS-EN 1992-1-1 A1 + AC s. 30 ja löytyvät liitteessä 1. Arvot perustuvat betoniluokkaan. Betonin vetolujuuden arvo voidaan laskennallisesti laskea seuraavan kaavan mukaan:

$$f_{ctm} = 0,30 \text{ MPa} \cdot \left(\frac{f_{ck}}{\text{MPa}} \right)^{\left(\frac{2}{3} \right)} \leq C50/60 \quad (2.3)$$

$$f_{ctm} = 2,12 \text{ MPa} \cdot \ln \left(1 + \left(\frac{f_{cm}}{10 \text{ MPa}} \right) \right) > C50/60 \quad (2.4)$$

Betonin vetolujuuden mitoitusarvo on f_{ctd} ja lasketaan seuraavan kaavan mukaan:

$$f_{ctd} = \alpha_{ct} \cdot \frac{f_{ctk0,05}}{\gamma_c} \quad (2.5)$$

missä

γ_c on betonin materiaaliosavarmuusluku

α_{ct} on betonin vetolujuuskerroin, joka Suomessa on 1,0.

Ominaislujuudet 5% fraktiili sekä 95% fraktiili saadaan kaavoilla:

$$f_{ctk0,05} = 0,7 \cdot f_{ctm} \quad (2.6)$$

$$f_{ctk0,95} = 1,3 \cdot f_{ctm} \quad (2.7)$$

2.1.3 Kimmoinen muodonmuutos

Jännitys-puristumaominaisuuksiensa perusteella betoni ei ole lineaarisesti käyttäytyvä materiaali, mutta keskimääräisen jännityksen ja sitä vastaan puristuman riippuvuus on, lähes lineaarinen kunnes ylitetään 40% maksimijännityksestä (Leskelä 2008, s. 34). Tämän takia muodostuvalle alueelle annetaan kimmokerroin, jotta voidaan arvioida jäykkyysominaisuudet. Kimmokertoimen arvo riippuu betonin ainesosien, sementtikivien ja kiviaineksen kimmokertoimista (Leskelä 2008, s. 34). Betonin kimmoisen muodonmuutos perustuu betonin koostumukseen ja erityisesti kiviaineksen koostumukseen. Kuten betonin lujuus, kimmokerroin kehittyy ajan myötä. Suunnittelussa kimmokerroin on hyödyllinen ja sen saa laskennallisesti laskettua, kun tiedossa on betonin lujuusluokka:

$$E_{cm} = \alpha_E \cdot 22GPa \cdot \left(\frac{f_{cm}}{10MPa}\right)^{0,3} \quad (2.8)$$

missä

α_E on kiviaineksen kimmokertoimen korjauskerroin (Taulukko 2.5)

Runkokiviaineksen tyyppi	α_E
Basaltti ja tiheä kalkkikivi	1,2
Kvartsikiviaines	1,0
Kalkkikivi	0,9
Hiekkakivi	0,7

Taulukko 2.5: Kimmokertoimen korjauskertoimet. [Leskelä 2008, 34]

Murtorajatilassa käytettävä kimmokerroin saadaan seuraavasta kaavasta:

$$E_{cd} = \frac{E_{cm}}{\gamma_{CE}} \quad (2.9)$$

missä

γ_{CE} on 1,2 (kimmokertoimen materiaaliosavarmuusluku)

E_{cd} on kimmokerroin murtorajatilassa

E_{cm} on kimmokerroin käyttörajatilassa

2.1.4 Kutistuma

Kutistuma on monen erilaisen ilmiön seuraus ja ajasta riippuvainen. Betonin kuivuesssa ja kovettuessa alkaa betonin kutistuma. Betonin kutistumaa voi laskennallisesti arvioida. Betonin kutistumaan vaikuttaa kaksi eri ilmiötä: kuivuminen (ε_{cd}) ja hydrotaatioreaktion aiheuttama sisäinen kutistuma (ε_{ca}). Eurokoodin mukaan näiden ilmiöiden huomioon ottamisella voidaan kutistuminen arvioida laskennallisesti. Kutistuman kokonaistulos (ε_{cs}) on näiden ilmiöiden summa:

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca} \quad (2.10)$$

missä

ε_{cd} on kuivumiskutistuma

ε_{ca} on sisäinen kutistuma

Kuivumiskutistuma on hitaasti kehittyvä prosessi. Kuivumiskutistuma on suuruudeltaan tärkeämpi tavallisissa betoniluokissa, kun taas sisäinen kutistuma tulee merkittäväksi korkealujuusbetoneissa (Leskelä 2008, s. 41). Kuivumiskutistuma saadaan laskennallisesti seuraavalla kaavalla:

$$\varepsilon_{cd}(t) = \beta_{ds}(t, t_s) \cdot k_h \cdot \varepsilon_{cd,0} \quad (2.11)$$

missä

$\varepsilon_{cd,0}$ on nimellinen kuivumiskutistuma (kts SFS-EN 1992-1-1 + A1 + AC sivu 33)

k_h on paksuudesta riippuva kerroin (kts SFS-EN 1992-1-1 + A1 + AC sivu 33)

$\beta_{ds}(t, t_s)$ on kutistuman ajallinen kehitys (kts SFS-EN 1992-1-1 + A1 + AC sivu 34)

Sisäinen kutistuma on nopea prosessi ja betoni kutistuu heti valua seuraavina päivinä, jolloin betonin kuivuminen on nopeampi. Runsas sementtimäärä betonissa vaikuttaa betonin kutistuman suuruuteen. Sisäinen kutistuma saadaan laskennallisesti seuraavalla kaavalla:

$$\varepsilon_{ca}(t) = \beta_{as}(t) \cdot \varepsilon_{ca}(\infty) \quad (2.12)$$

missä

$\varepsilon_{cd,0}$ on sisäinen kutistuma, betoniluokasta riippuva (ks. SFS-EN 1992-1-1 + A1 + AC sivu 34)

$\beta_{as}(t)$ on kutistuman ajallinen kehitys (ks. SFS-EN 1992-1-1 + A1 + AC sivu 34)

Kutistuman suuruuteen vaikuttavat:

- *Ympäröivän tilan lämpötila*
- *Ympäröivän tilan suhteellinen kosteus*
- *Sementin laatu*
- *Rakenteen geometria*
- *Betonin ikä kuivumisen alkaessa.* (Leskelä 2008, 41)

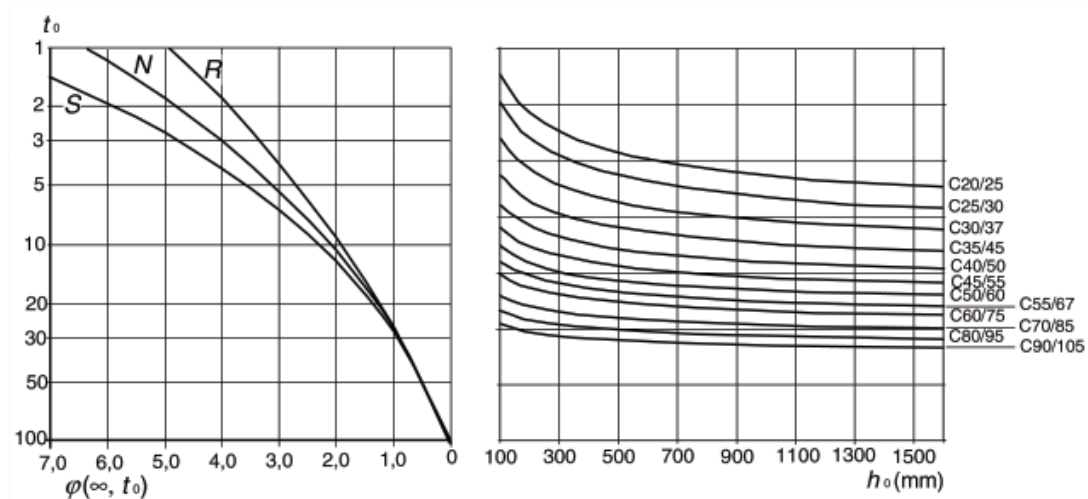
Jännitetyissä rakenteissa kutistumalla on suurempi vaikutus kuin tavallisissa teräsbetonirakenteissa. Teräsbetonirakenteissa kutistumat tasaantuvat hiushalkeamien takia, jotka syntyvät tavallisissa teräsbetonirakenteissa. Sen sijaan jännitetyissä rakenteissa jännevoima aiheuttaa betoniin samanmerkkisen muodonmuutoksen kuin kutistuma. Kutistuminen, viruminen ja lämpötilan muodonmuutokset aiheuttavat pakkovoimia, jotka pitäisi saada vapautettua. (Leskelä 2008, s. 612).

2.1.5 Viruminen

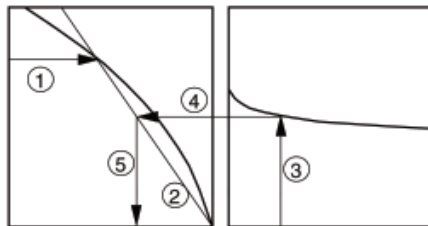
Betonin viruminen on sekä betonin koostumuksen, että ulkoisten ympäristötekijöiden funktio. Betonirakenteen muodolla on vaikutus viruman suuruuteen. Sisäisistä tekijöistä vaikuttavat kapillaarihuokoisuus ja vesi/sementtisuhde. Ulkoisista tekijöistä eniten vaikuttavat ympäristön suhteellinen kosteus ja betonin ikä (hydrataatioaste) kuormittamisen alkaessa. Betonin viruma on suuri, kun betonimassassa vesi/sementtisuhde on korkea sekä kiviaines/sementtisuhde on pieni. Silti pitää muistaa, että vesi/sementtisuhdetta ei voida verrata veden määrään betonissa, vaan vain niiden suhdetta keskenään. Viruma on prosessi joka ei koskaan pysähdy, mutta ajan myötä se pienenee. Kun kuorma poistetaan viruma, myös poistuu osittain. (Leskelä 2008, s. 44-45).

Syytä betonin virumiseen ei tiedetä täysin, mutta yksi tekijä on sementin viruminen. Betonin kiviaines on virumaton. Jännityksen lisääntyminen johtaa halkeiluun, joka johtaa virumiseen. Virumisesta on sekä edullisia että epäedullisia seuraamuksia, joita ovat jännityshuppujen tasaantuminen, jännityksen uudelleen jakautuminen, taipumien kasvu ja jännityshäviöt. (Leskelä 2008, s. 45).

Tämän myötä virumaa tarkastellaan kahtena eri osana, palautuvana ja palautumattomana. Betonin virumaluku ($\varphi(t, t_0)$) voidaan arvioida käyttäen taulukkoa 2.6a ja 2.6b SFS-EN 1992-1-1 + A1 + AC s. 32, jos puristusjännitys betonissa on maksimissaan $0,45f_{ck}(t_0)$. Puristusjännityksen ylittäessä maksimiarvonsa, viruman epälineaarisuus tulee ottaa huomioon. Epälineaarille virumalle löytyy oma kaava SFS-EN 1992-1-1 + A1 + AC s. 31. Kuten kutistuminen, myös viruma on ajasta riippuvainen prosessi.

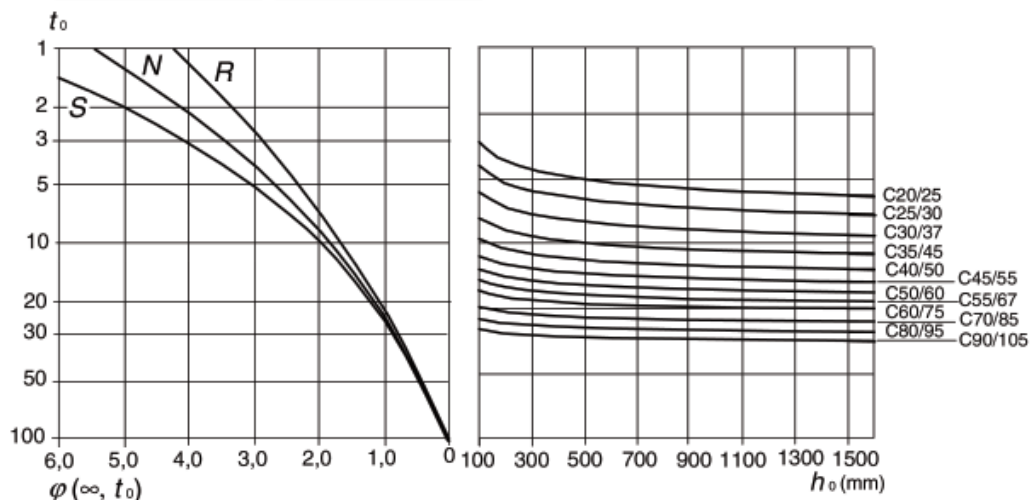


a) sisätilat – suhteellinen kosteus = 50 %



HUOM.

- Käyrien 4 ja 5 välinen leikkauspiste voi olla myös pisteen 1 yläpuolella.
- Kun $t_0 > 100$, saavutetaan riittävä tarkkuus, kun oletetaan $t_0 = 100$ (ja käytetään tangenttiviivaa).



b) ulkotilat – suhteellinen kosteus = 80 %

Taulukko 2.6a & 2.6b: Virumaluvun määrittäminen normaaleissa ympäristöolosuhteissa olevalle betonille. [SFS-EN 1992-1-1 + A1 + AC, 32]

Lineaarinen viruma betonille saadaan laskennallisesti seuraavalla kaavalla:

$$\varepsilon_{cc}(\infty, t_0) = \varphi(\infty, t_0) \cdot \left(\frac{\sigma_c}{E_c}\right) \quad (2.13)$$

missä

$\varphi(t, t_0)$ on virumaluku

E_c on betonin tangenttimoduuli (arvo jota voidaan käyttää: $1,05 E_{cm}$)

σ_c on puristusjännitys betonia kohden

2.2 Betoniteräs

Betoniterästen ominaisuudet määritetään standardissa SFS-EN 10080: Hitsattavat betoniteräokset, Yleiset vaatimukset. Suunnittelussa käytettävän betoniteräoksen tunnus muodostuu kirjatunnuksesta (valmiusmenetelmän perusteella), lujuusluokan arvosta, sitkeysluokasta (A, B, C) sekä mahdollisesta lisätunnuksesta. Suomessa käytössä olevat betoniteräskoot ovat: 6 mm, 8 mm, 10 mm, 12 mm, 16 mm, 20 mm, 25 mm ja 32 mm.

Esimerkkিতunnus: B500B.

2.2.1 Myötölujuus

Myötölujuuden ominaisarvo (f_{yk}) määrittyy betoniteräoksen lujuusluokasta. Myötölujuuden ominaisarvon avulla saadaan laskettua myötölujuuden mitoitusarvo kaavalla 2.14. Kylmämuokatuille teräksille myötölujuuden ominaisarvo on 0,2-raja ($f_{0,2k}$). Eurokoodi 2: SFS-EN 1992-1-1 A1 + AC:ssä mitoitukseen liittyvät säännökset ja määritelmät ovat käytössä myötölujuuden ominaisarvolle f_{yk} 400MPa...600MPa. Myötölujuuden mitoitusarvo lasketaan seuraavalla kaavalla:

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s \quad (2.14)$$

missä

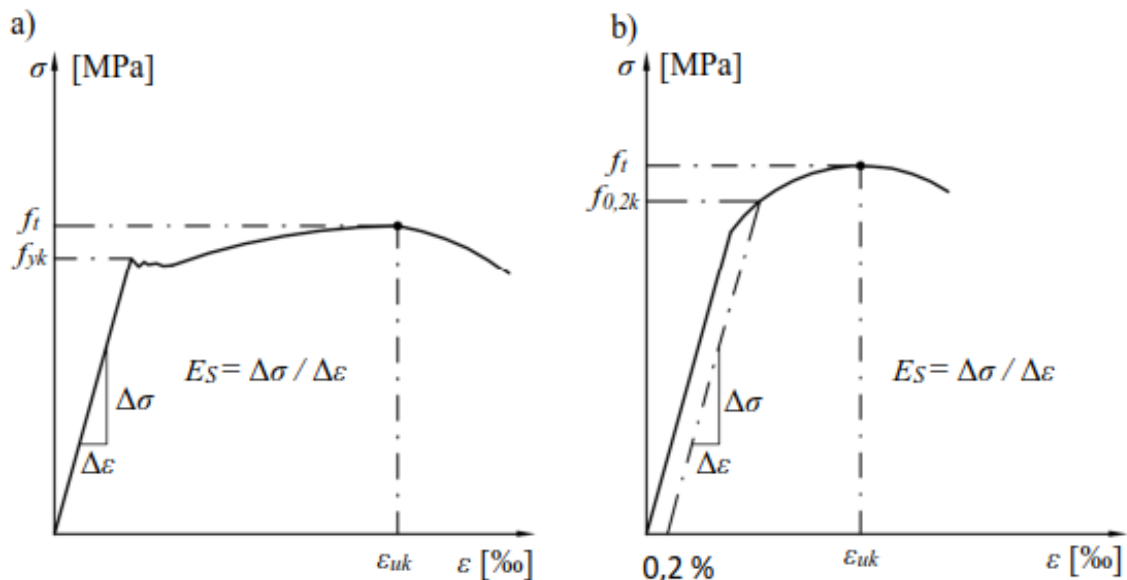
f_{yd} on betoniteräoksen myötölujuuden mitoitusarvo

f_{yk} on betoniteräoksen myötölujuuden ominaisarvo

γ_s on betoniteräoksen materiaaliosavarmuusluku (ks. taulukko 2.4)

2.2.2 Jännitys-muodonmuutosyhteys (kimmokerroin)

Betoniteräs on materiaali, jota kutsutaan lineaarikimmoiseksi. Betoniteräs on lineaarikimmoinen lähes myötämiseen alkuun eli siihen saakka, kunnes teräksen jännityskapasiteetti ylittyy (Leskelä 2008, s. 60). Betoniteräksen kimmokerroin (E_s) on suuruudeltaan 195000...210000 MPa. Betonirakenteiden suunnittelussa E_s -kertoimena käytetään 200000 MPa.



Kuva 2.7a: Kuumavalssatun ja lämpökäsittelyn betoniteräksen periaatteellinen jännitys-venymä.

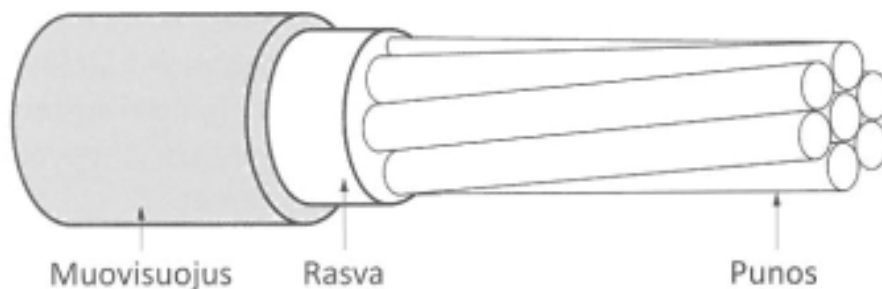
Kuva 2.7b: Kylmämuokatun betoniteräksen jännitys-venymäpiirros. [SFS-EN 1992-1-1 + A1 + AC, 32]

2.3 Jänneteräs

Tämä työ rajoittuu tartunnattomiin jänteisiin. Jänneterästyyppejä löytyy kaksi kappaletta tartunnattomat jänteet ja tartunnalliset jänteet (injektointijänteet). Suomessa tavallisimmin käytettyjä ovat tartunnattomat jänteet. Jänneteräkset tulee täyttää standardit SFS 1265-1 ja SFS 1265-3, kun ne ovat täyttyneet ne myös täyttävät Eurokoodin 2: SFS-EN 1992-1-1 + A1 + AC vaatimukset. Niiden täyttyessä voidaan olettaa jännityskorroosiotaipumuksen olevan tarpeeksi pieni. Jänneterästen ominaisuudet on määritetty Eurokoodissa 2: SFS-EN 1992-1-1 + A1 + AC. Jänneteräkset ovat herkempiä korroosiolle kuin tavalliset betoniteräkset. Korroosioherkkyys johtuu siitä, että jännepunoksen yksittäiset langat ovat pienempiä halkaisijaltaan kuin tavalliset betoniteräkset.

Tartunnattomat jänneet (ks. kuva 2.8) suojataan korroosiota vastaan peittämällä jänneteräs HDPE-muovilla ja korroosiosuojarasvalla koko matkalta. Vaatimukset suojarasvalle ja muovipinnoitteille on esitetty ETAG 013 -dokumentissa. (by 69 2017, s. 17). Jänneteräkset luokitellaan niiden ominaisuuksien mukaan. Luokittelu tehdään lujuuden, relaksaation suuruuden, koon ja pintaominaisuuden perusteella. Tartunnattomia jänneitä käyttämällä jännitysvoima siirtyy ankkureiden välityksellä rakenteeseen. Tartunnattomia jänneitä käytettäessä jännekappaleiden muodonmuutokset tasaantuvat koko jännteen pituudelta. Jos käytössä olisi injektoituja jänneitä, injektoinnin jälkeen syntyvät kuormanmuutokset aiheuttaisivat jännekappaleissa jännitystilan muutoksen poikkileikkauksen muodonmuutostilan perusteella. 1950-luvun puolivälissä käytettiin ensimmäisiä kertoja tartunnattomia jänneitä, Yhdysvallat oli ensimmäinen käyttäjä. Nykyään Suomessa tartunnattomien jänneiden käyttö on kasvanut niiden yksinkertaisuuden takia. Suomessa on tällä hetkellä jänneterästen standardointi kesken. Kirjoitteilla on EN 10138-sarja. Jänneterästen nimeäminen alkaa jänneterästen kirjatunnuksella ”Y” sen jälkeen tulee jänneteräksen vetolujuus, lankojen määrä, punoksen halkaisija ja viimeisenä jänneteräksen tyyppi.

Esimerkki: Y-1860-S-7-15.7-R1



Kuva 2.8: Tartunnaton jänne. [by 69 2017, 17]

Toinen jänneterästyyppi on tartunnalliset jänneet, eli injektointijänneet. Tartunnallisia jänneitä käyttäen voimat siirtyvät ankkureiden sekä tartunnan kautta rakenteeseen. Tartunnallisia jänneitä käyttämällä pystytään siirtämään suurempia voimia rakenteeseen ja sen myötä vähentämään harjateräksen määrää.

2.3.1 Lujuus

Jännepunoksille on määritelty kaksi eri lujuutta. Ensimmäinen on jännepunoksen vetolujuuden (f_{pk}) ominaisarvo. Toinen on 0,1-raja ($f_{p0,1k}$) joka määritellään 0,1% pysyvää muodonmuutosta vastaavan kuorman ominaisarvona jaettuna poikkileikkausalueella. (SFS-EN 1992-1-1 + A1 + AC. Eurokoodi 2: Betonirakenteiden suunnittelu. Osa 1-1: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt. Helsinki 2015. Suomen standardoimisliitto SFS, s. 43).

Tämä tarkoittaa sitä, että f_{pk} on jänneteräksen kestävä jännityskapasiteetti. Jänneteräksille on määritelty standardissa EN 10138 vetositkeys. Vetositkeyden tulee ole tarpeeksi hyvä. Jänneteräksillä on tarpeeksi hyvä sitkeys, jos jänneteräksen vetolujuus suhteessa 0,1-rajan vetolujuuteen on alle tietyn rajan. Suhteen yhtälö on $f_{pk} / f_{p0,1k}$ ja sen tulee olla vähintään 1,1 tai suurempi.

Jänneteräksen vetolujuuden mitoitusarvo lasketaan seuraavalla kaavalla:

$$f_{pd} = \frac{f_{p0,1k}}{\gamma_s} \quad (2.15)$$

missä

f_{pd} on jänneteräksen jännityksen mitoitusarvo

$f_{p0,1k}$ on jänneteräksen 0,1-rajan ominaisarvo

γ_s on jänneteräksen materiaaliosavarmuusluku (ks. taulukko 2.4)

Tartunnattomien jänteiden vetolujuuden ominaisarvo riippuu jänneterästyypistä. Tavallisimmin käytetyn tartunnattoman jänteen vetolujuuden ominaisarvot ovat:

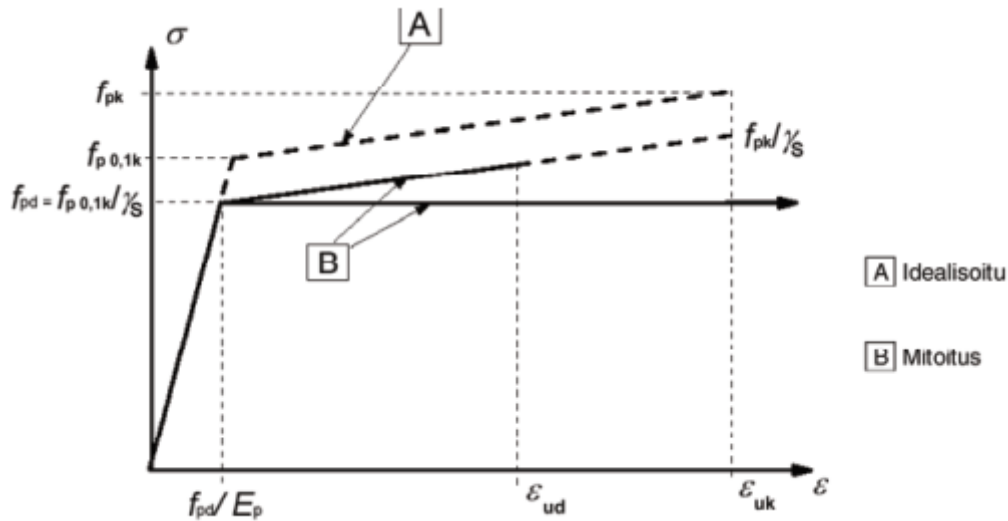
$$f_{pk} = 1860 \text{ MPa}$$

ja 0,1-rajan ominaisarvo on:

$$f_{p0,1k} = 1640 \text{ MPa}$$

2.3.2 Jännitys-muodonmuutosyhteys (kimmokerroin)

Punosten kimmokertoimen E_p mitoitusarvoksi voidaan olettaa 195 GPa. Todellinen arvo voi vaihdella välillä 180...210 GPa, valmistusmenetelmästä riippuen (by 69 2017, s. 14). Jänneteräksen muodonmuutos on vähän samankaltainen kuin betoniteräksen. Jänneteräksillä on, myös kaksi menetelmää, joilla saadaan kuvattua muodonmuutos (ks. kuva 2.9).



Kuva 2.9: Jänneteräksen idealisoitu jännitys-venymäkuvaaja ja mitoituskuvaajat. [SFS-EN 1992-1-1 + A1 + AC, 45]

Menetelmä B:tä tulee käyttää suunnittelussa. Jos tulee tarve käyttää menetelmä A:n arvoja, tulee suunnittelijan kysyä todelliset arvot valmistajalta, jotta ei jänneteräksen jännityskapasiteetti ylitä.

2.3.3 Relaksaatio

Relaksaatio on jännityshäviö, joka alkaa välittömästi ja jatkuu ajan myötä ja pienentää jännitystä. Relaksaatioon vaikuttaa lämpötila, aika ja jänneteräksen profiili. Jänneterästen relaksaatiohäviöiden mitoituslaskelmissa käytetään perustana arvoa ρ_{1000} , joka osoittaa jännittämisen jälkeen 1000 tunnin aikana tapahtuvaa relaksaatiohäviötä prosentteina lämpötilan ollessa keskimäärin +20 °C (by 69 2017, s. 12). Jänneteräkset jaetaan eri relaksaatioluokkiin (ks. taulukko 2.10) joista voidaan ottaa relaksaatiohäviöt, ellei ne ole esitetty jänneteräksen valmistajan ohjeissa.

Relaksaatioluokka	Jänneterästyypi	Relaksaatio (%)
Luokka 1	Langat ja punokset	8 tavanomainen relaksaatio
Luokka 2	Langat ja punokset	2,5 Alhainen relaksaatio
Luokka 3	Kuumavalssatut ja muokatut esijännitystangot	4

Taulukko 2.10: Relaksaatioluokat.

Jännityksen muutos relaksaatiohäviön seurauksena voidaan laskea käyttämällä yhtä seuraavista kaavoista:

$$\text{Luokka 1: } \frac{\Delta\sigma_{pr}}{\sigma_{pi}} = 5,39 \cdot \rho_{1000} \cdot e^{6,7\mu} \cdot \left(\frac{t}{1000}\right)^{0,75(1-\mu)} 10^{-5} \quad (2.16)$$

$$\text{Luokka 2: } \frac{\Delta\sigma_{pr}}{\sigma_{pi}} = 0,66 \cdot \rho_{1000} \cdot e^{9,1\mu} \cdot \left(\frac{t}{1000}\right)^{0,75(1-\mu)} 10^{-5} \quad (2.17)$$

$$\text{Luokka 3: } \frac{\Delta\sigma_{pr}}{\sigma_{pi}} = 1,98 \cdot \rho_{1000} \cdot e^{8\mu} \cdot \left(\frac{t}{1000}\right)^{0,75(1-\mu)} 10^{-5} \quad (2.18)$$

missä

$\Delta\sigma_{pr}$ on jännityksen relaksaatiohäviöiden itseisarvo

σ_{pi} on jännittämishetkellä vallitsevan jännityksen itseisarvo

t on jännittämisen jälkeinen aika (tunteina)

μ on σ_{pi} / f_{pk}

3 Jännitetyt rakenteet

Jännitetyt rakenteet ovat esijännitettyjä tai jälkijännitettyjä (ks. kuva 3.11) betonirakenteita. Tässä työssä käsitellään jälkijännitettyjä betonirakenteita, tarkemmin ottaen jälkijännitettyä pilarilaattarakennetta. Jälkijännitetyt betonirakenteet ovat paikallavalettuja betonirakenteita. Esijännitetyt betonirakenteet ovat tehdasvalmistettuja betonirakenteita. Betonirakenteiden jännittämisellä saadaan aikaan lisää kantavuutta, mikä johtaa pienempiin betoniteräsmääriin ja jännevälien kasvamiseen.



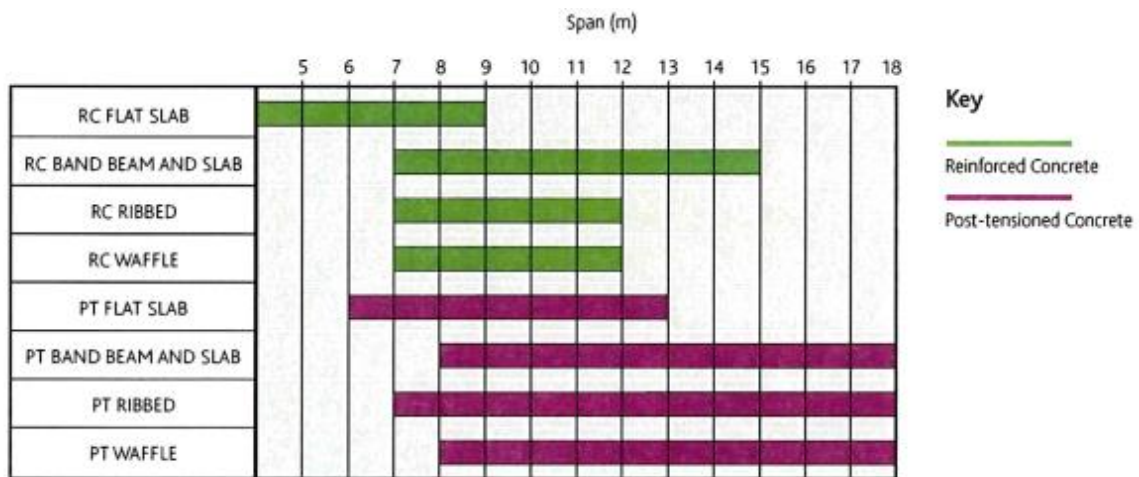
Kuva 3.11: Jälkijännitetty pilarilaatta. Betoni- ja jänneteräksen asennus.

Jännitetyissä betonirakenteissa voidaan käyttää tartunnallisia jäniteitä tai tartunnattomia jäniteitä, tässä työssä keskitytään tartunnattomiin jäniteisiin. Tartunnattomia jäniteitä käyttäen jännekappaleiden muodonmuutokset tasaantuvat koko jänteen matkalle. Tartunnattomien jänneiden päihin sijoitetaan ankkurit: passiivi- ja aktiiviankkuri (ks. kuva 3.12). Ankkurin sisällä sijaitsevalla kiilalla lukitaan jänneteräs paikoilleen jännityksen jälkeen. Aktiiviankkuri sijoitetaan siihen päähän jossa jännitystyö suoritetaan. Vastakkaiseen päähän sijoitetaan passiiviankkuri. Jänneteräksen lukituksella ankkurikappaleen kautta siirretään voimat betoniin. Tartunnattomat jäniteet ovat ns. ankkurijäniteitä. Kun betoni on kovettunut ja tietty lujuus saavutettu, jännitystyöt voivat alkaa. Jänneteräkset jännitetään jännityskalustolla, joko yksitellen tai ryhmissä.



Kuva 3.12: Esimerkki ankkurikappaleesta.

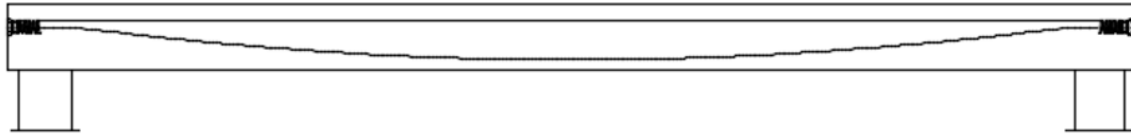
Jännitettyiden rakenteiden hyödyt ovat esim. pidemmät jännevälit, pienemmät teräsmäärät, ohuemat rakenteet ja pienempi omapaino. Betonirakenteita jännittämällä pystytään tehokkaasti käyttämään betonin ominaisuuksia. Jännitetyt betonirakenteet suunnitellaan lähtökohtaisesti halkeamattomaksi jännityshetkellä (by 69 2017, s. 32). Betonirakenteiden halkeilun pienentyminen parantaa rakenteiden kantavuutta ja antaa pidemmän iän rakenteelle. Kuvasta 3.13 näkee hyvin eri betonirakenteiden erot jänneväleissä, kun käytössä on betoniteräs tai jänneteräksset.



Kuva 3.13: Betoni- tai jänneteräksen jännevälien vertailu. [The Concrete Centre, 6]

Jänneteräksset asennetaan muottiin ennen valua ja ilman suojaputkia. Jälkijännitetyt rakenteet toimivat seuraavanlaisesti: jännevoima siirtyy ankkureiden kautta puristuksena ja ohjausvoimana ankkureiden välillä riippuen jännteen geometriasta. Tämä tarkoittaa sen, että suoralla geometrialla rakenteeseen siirtyy vain ankkureiden kautta puristusvoima. Tartunnattomia jäniteitä käyttäessä on tavallista, että jännepunoksen geometria on kaareva (kuva 3.14). Kaarevilla jänneteräksillä saadaan rakenteen päihin tasaisempi puristusjännitystila. Puristusjännitystila summaa eri kuormituksista aiheutuvat

vetojännitykset, jonka seurauksena betoniteräksen määrää pienenee. Momentin ollessa suurimmillaan jännepunoksen geometria taipuu alaspäin. Suurien momenttihuppujen estämiseksi jännepunos yleensä kaartaa välikaistojen sekä tuen kohdalla ala- tai yläpinnassa kuten kuvassa 3.14 on esitetty.



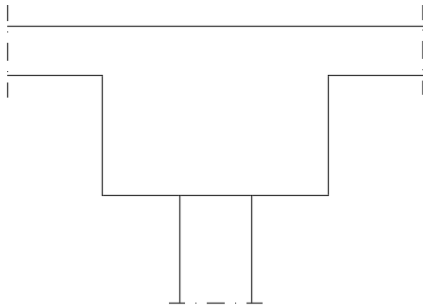
Kuva 3.14: Kaareva punosgeometria.

Jännitystyöt voidaan aloittaa, kun betoni on saavuttanut tietyn lujuuden. Betonilujuuden tulee olla vähintään 28 MPa ennen jännitystöiden aloittamista. Jännitystyöt suoritetaan jännityskaluston avulla. Jännityskalusto koostuu hydraulisesta tunkista, johon paine saadaan korkeapainepumpulla. Paineen avulla jännitetään terästä. Jännityskalustoon kuuluu mittauskalusto, jonka avulla jännitystyöurakoitsija saa mitattua voimat ja venymän. Venymistä sekä voimista tulee pitää pöytäkirjaa työn aikana. Jännityskalustoja on erikokoisia ja erilaisia.

Tutkimuksen tueksi saatiin haastattelu, josta saatiin hyödyllistä tietoa työmaalta ja miten jännitystyöurakoitsija suhtautuu punosten keskittämiseen molempiin suuntiin. Haastateltavana toimi Naulankanta Oy:n suunnittelupäällikkö Henri Huoso. Huoson mukaan punosten keskittäminen helpottaisi hieman jännitystyötä, kun ei tulisi yhtä monta raskaan jännityskaluston siirtoa. Huoso mainitsi myös sen, että USA:ssa normit kieltävät punosten keskittämisen molempiin suuntiin ja totesi, että olisi hyvä jos punosten keskittämisestä tulisi jonkinlainen selkeä suunnitteluohje. Sairaalakohteet voisivat olla hyvä kohde joissa punosten keskittämisellä molempiin suuntiin olisi hyötyä, Huoso mainitsi.

3.1 Eri rakennetyypit

Jännitettyjä vaakarakenteita voidaan suunnitella eri rakennetyypeillä. Eri rakennetyypit ovat yleensä palkkilaatta, arinapalkisto, pilarilaatta tai siirtolaatta. Nämä ovat yleisimmät rakennetyypit, kun suunnitellaan jälkijännitettyjä rakenteita. Palkkilaatta on rakenne, joka koostuu vaakasuunnassa palkista sekä laatasta ja pystysuunnassa tämä rakenne tuetaan yleensä seinillä tai pilareilla (ks. kuva 3.15). Jälkijännitetty palkkilaatta on paikallavalettu rakenne. Palkkilaatassa jännitetään palkki sekä laatta valun jälkeen. Palkkilaatat ovat yleensä hyvä vaihtoehto, kun suunnitellaan pysäköintilaitoksia.



Kuva 3.15: Esimerkkikuva palkkilaatasta.

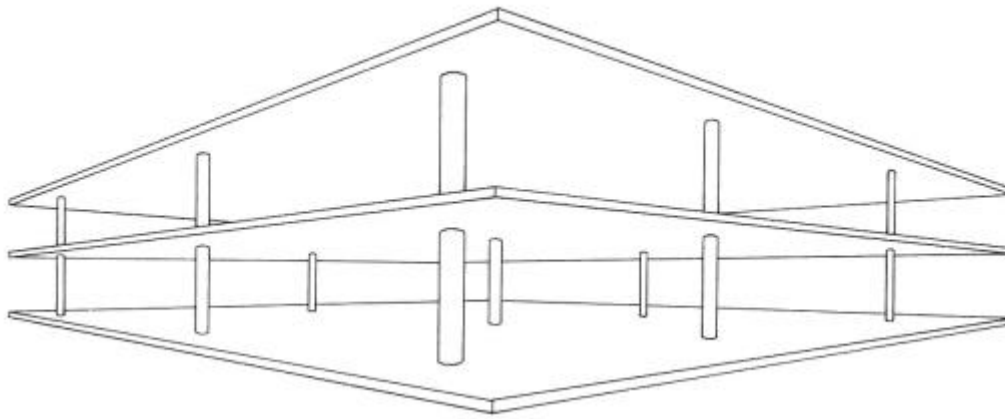
Arinapalkisto on rakennetyyppi, joka voidaan tehdä teräksestä tai betonista. Arinapalkisto syntyy isoista palkeista, jotka muodostavat yhdessä arinamaisen rakenteen. Betoninen arinapalkisto voidaan rakentaa jälkijännitettynä rakenteena, jolloin se tehdään paikallavaluna. Palkkien pituudet vaihtelevat niiden sijainnin mukana. Jänteet sijoitetaan palkkeihin. Arinapalkiston palkit ovat korkeudeltaan suurempia kuin leveydeltään. Kuormat siirtyvät arinamaisen rakenteen myötä rakenteen molemmissa vaakasuunnissa.

Pilarilaatta on kolmas rakennetyyppi, jota käytetään jälkijännitetyissä rakenteissa. Tässä tutkimuksessa keskitytään pilarilaattaan. Pilarilaatta on rakenne joka, koostuu pilareista ja laatasta. Pilarilaattojen suunnittelussa tärkeintä on, että tarkastetaan laatan lävistys pilareiden kohdalla ja estetään se. Pilarilaatoissa laatta jännitetään ja raudoitetaan, mutta pilari vain raudoitetaan tavallisesti harjateräksiä käyttäen. Jälkijännitetty pilarilaattarakenne on paikallavalettu rakenne.

Siirtolaatta on erikoisempi laattarakenne, jonka tehtävä on siirtää ylhäältä tulevat elementtien kuormat alaspäin. Siirtolaattarakenteen pystyy myös jälkijännittämään. Kuten muissakin laattarakennetyypeissä, siirtolaattarakenteen jännittäminen antaa kustannussäästöjä sekä antaa hyvin toimivan rakenteen. Siirtolaattarakenne toteutetaan myös paikallavalettuna rakenteena.

3.2 Pilarilaatta

Tässä työssä keskitytään nimenomaan pilarilaattoihin jotka jälkijännitetään tartunnattomilla jänkeillä. Jälkijännitetty pilarilaatta on paikallavalettu laattatyyppejä, joka useimmiten on tasapaksu koko rakenteeltaan. Mahdolliset kaadot esim. vedenpoistoa varten saadaan tehtyä pintavalulla tasapaksun pilarilaatan päälle. Pilarilaatan materiaalina käytetään betoni. Pilarilaatta koostuu pilareista ja jatkuvasta laatasta (ks. kuva 3.16). Rakennuksen kuormat siirtyvät laatasta suoraan pilareille. Pilarilaatat toimivat erinomaisena runkojärjestelmänä rakenteissa joissa vaaditaan esimerkiksi tilavuutta. Tällaiset kohteet ovat esimerkiksi liike- ja toimistorakennukset, sairaalat ja koulut. Pilarilaatan suurin etu on että se voidaan tehdä paikallavaluna ja täten laatan geometria on vapaa.

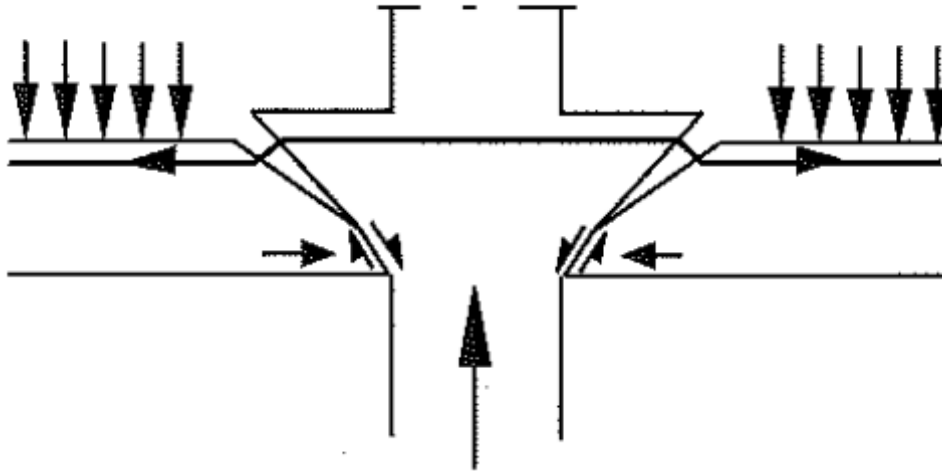


Kuva 3.16: Esimerkkikuva pilarilaatasta. [Dalsbruk Oy Ab 1989, 1]

Pilarilaatan pilarit voivat olla pilarielementtejä tai paikallavalettuja. Teräsbetonipilarit sekä betoni-teräsluottopilarit sopivat pilareiksi kyseiseen rakennustyyppiin. Pilareiden muoto on yleensä pyöreä tai suorakaide. Pilarin koko tulee suunnitella tarpeeksi isoksi, jotta laatta ei lävisty. Pilarin kestävyys saadaan tarpeelliseksi betoninlujisuuden ja rauditusmäärän myötä.

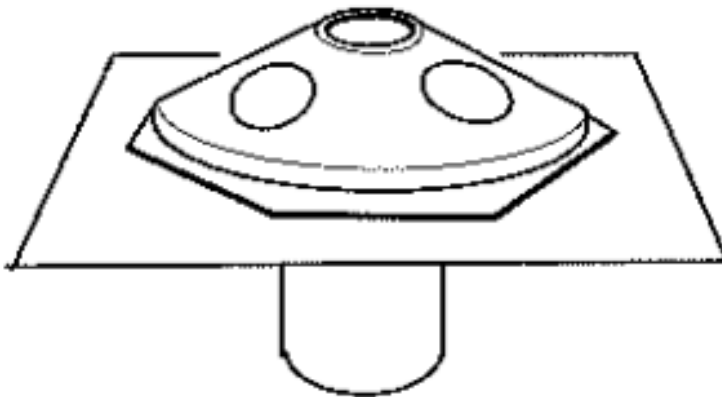
Laatta on tavallisesti paikallavalettu teräsbetonilaatta. Laatta suunnitellaan niin, että laatan rakennepaksuus on mahdollisimman ohut. Vaikka laatan paksuus tulee, suunnitella mahdollisimman ohueksi tulee kuitenkin laatan taipuma pysyä sallituissa rajoissa. Paikallavalettu laatta, jännitetään valun jälkeen. Pilarilaatan vaakasuunta jäykistetään tavallisesti seinillä tai vinositeillä. Laatan lävistys määrää pilarin koon sekä poikkileikkauksellisen muodon. Jos pilarin koko halutaan pitää pienenä, niin laatan lävistys joudutaan estämään lävistysvahvikkeilla. Tällöin kasvatetaan kestävyysaluetta suuremmaksi.

Pilarilaattojen suunnittelussa tulee muistaa suorittaa laatan lävistysmitoitus pilarin kohdalla. Jos laatan lävistyskapasiteetti ei ole riittävä pilarin kohdalla, tulee ns. kriittisen alueen sädettä kasvattaa (ks. kuva 3.17).



Kuva 3.17: Pilarilaatassa oleva ns. kriittinen säde. [Leskelä 2008, 415]

Lävistyskestävyyden parantamiseksi löytyy eri keinoja. Laatan tai pilarin kokoa muuttamalla ei yleensä saavuteta tarpeeksi hyvää lävistyskestävyyttä. Lävistyskestävyyden parantamiseksi voidaan esimerkiksi lisätä vahvikelaatta tai kuvan 3.18 mukainen UFO-vahvike. Pilarilaatan voi myös betoniteräksellä vahvistaa. Vahvistuksen myötä pystytään kasvattamaan sädettä joka on kriittinen ja tämän myötä estämään laatan lävistys.

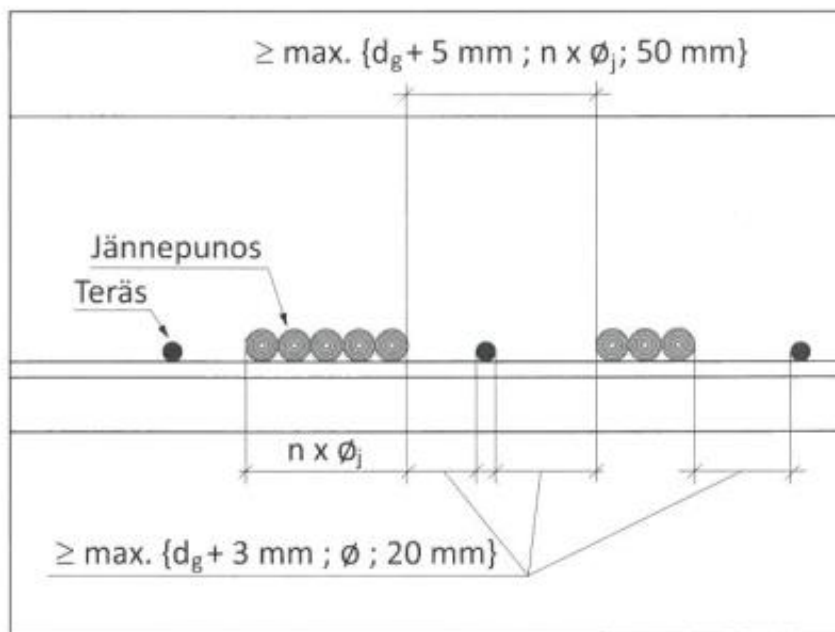


Kuva 3.18: UFO-lävistysvahvike. [Leskelä 2008, 416]

3.3 Tartunnattomien jänteiden järjestely pilarilaatoissa

Jänteiden tai niiden suojauputkien keskinäisten välien tulee olla sellaisia, että betoni päästään valamaan ja tiivistämään tyydyttävästi ja että betonin ja terästen välille saadaan aikaan riittävä tartunta (SFS-EN 1992-1-1 + A1 + AC. Eurokoodi 2: Betonirakenteiden suunnittelu. Osa 1-1: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt. Helsinki 2015. Suomen standardoimisliitto SFS, s. 144). Tämä on yleinen periaate, kun jänneteräkset sijoitellaan rakenteeseen.

Tartunnattomien jänteiden sijoittelussa tulee seuraavat asiat ottaa huomioon: betonin valaminen pitää tapahtua jänteiden suojauputkia vaurioittamatta, betonin tulee kestää jännitysvoimat punoksen kaarevissa osuuksissa ennen sekä jälkeen rakennustöiden ja aukot ja laattojen reunat tulee huomioida. Jälkijännitettyyn laattaan voi tartunnattomia jäniteitä ryhmittää enintään 5 kappaletta jokaisessa ryhmässä, kuten kuvassa 3.19 on esitetty. Tartunnattomien jänteiden sekä betoniterästen keskinäinen etäisyys toisistaan ovat esitetty kuvassa 3.19. Betonin tiivistäminen tulee myös onnistua. Betonin tiivistäminen onnistuu molemmin järjestelytavoin, kun suunnittelija jättää rautojen väliin tarpeelliset välit.



Kuva 3.19: Tartunnattomien jänteiden ja betoniterästen ryhmitys laatasta. [by 69 2017, 34]

Jänneteräkset tulee sijoittaa suositusten mukaan yhdessä suunnassa pilarikaistoille keskitettynä ja toisessa suunnassa tasaisesti jaettuna koko poikkileikkausalueelle. Tämä sijoittelutapa on tavallisimmin käytetty (banded-distributed). Banded-distributed-järjestelytapa on pilarilaatoissa suositeltavaa jänneterästen asennuksen helpottamiseksi. Toinen tapa järjestellä jänneteräkset pilarilaatoissa on banded-banded-järjestelytapa. Tässä

työssä nimenomaan näitä kahta tapaa järjestellä punoksia vertaillaan keskenään. Banded-banded-menetelmää käyttäen, punokset sijoitetaan molempiin suuntiin keskitettynä pilarilinjoille. Vähintään 50% jänteiden yhteismäärästä suositellaan sijoitettavan pilarikaistoille, jotka ulottuvat enintään etäisyydelle $1,5h$ pilarin reunoista. Mitta h on laatan paksuus. Tasan jaettujen jänteiden tai jänneryhmien enimmäisväli saa olla enintään $6h$, kuitenkin enintään 1,5 m. (by 69 2017, s. 46). Suositukset koskevat jälkijännitettyjä pilarilaattoja joissa käytetään banded-distributed-järjestelytapaa.

Jänneteräksset tuetaan tuentapukeilla (ks. kuva 3.20), jotka kiinnitetään raudoitukseen hitsaamalla tai solmimalla. Jänneteräksen tuenta tulee tehdä suunnitellun punosgeometrian mukaisesti, sekä noudattamalla kaikkia voimassa olevia määräyksiä. Tuentapukkien välisen eron suositellaan olevan 1,2 metriä, rakenteen päädyssä voi tuenta olla tiheämpi kuin 1,2 metriä. Laattojen tapauksessa jänteet voidaan suunnitella myös ilman välituentoja *Free Tendon Layout*-periaatteella. Tarkemmat ohjeet ja rajoitukset on esitetty jännemenetelmän eurooppalaisessa teknisessä hyväksynnässä ja lähteessä. Laattojen paksuus saa olla enintään 450 mm. (by 69 2017, s. 38). Jännepunosten keskittämisen seurauksena pilarilaatoissa tuentapukkien kappalemäärä vähenee harvassa suunnassa. Free Tendon Layout-periaatteella saadaan aikaseksi tuentapukkien merkittävä väheneminen, mikä johtaa kustannussäästöihin.

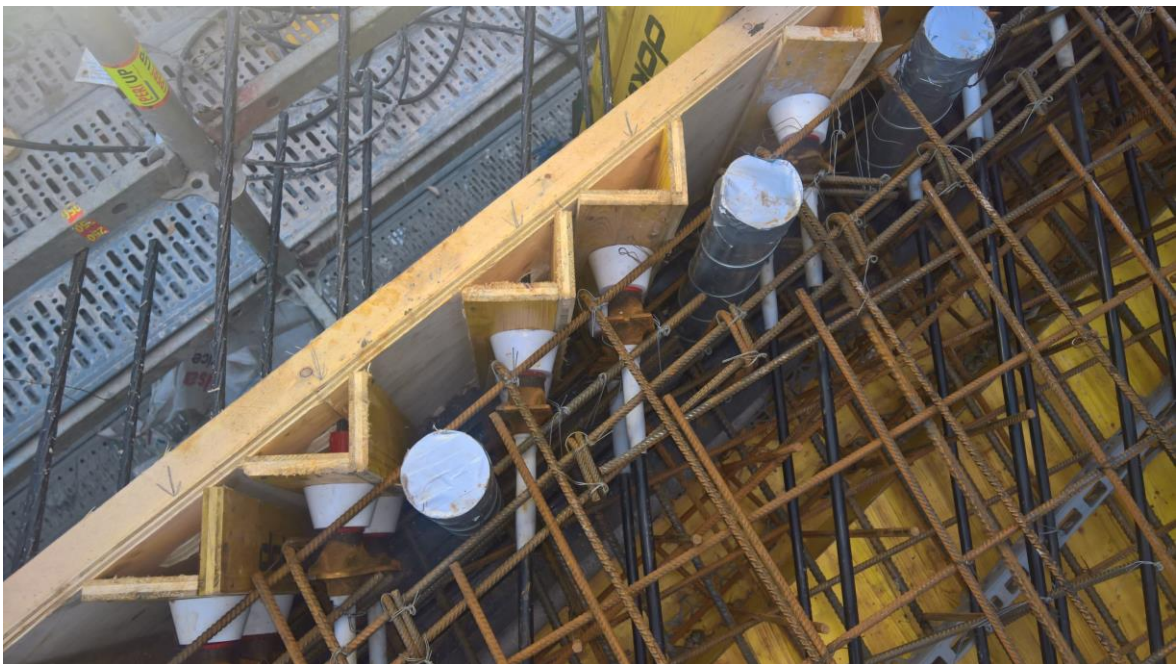


Kuva 3.20: Punosten tuentapukki (punaisella).

Jänneterästen ankkurit, jotka sijaitsevat rakenteen päädyssä tulee olla tuotevalmistajan suunnitteluohjeiden mukaisesti sijoitettu. Paikallisen ankkurointialueen kunnollisen toiminnan osalta jännemenetelmän toimittaja on velvollinen esittämään eurooppalaisessa teknisessä hyväksynnässä tai muulla hyväksytyllä tavalla seuraavat asiat suunnittelijalle:

- *ankkurien edessä mahdollisesti tarvittavan betonin laajentumisen estävän raudoituksen*
- *minimireunaetäisyyden*
- *minimikeskietäisyyden*
- *betonin vähimmäislajuuden jännityksen aikana*
- *jännityskaluston tilavaatimukset*
- *tarvittaessa testien tulokset. (by 69 2017, s. 35).*

Yleisen ankkurointialueen toimivuudesta vastaa rakennesuunnittelija. Rakennesuunnittelijan pitää ottaa huomioon jännitysvoimat, jännitysjärjestys, ankkurien sijoittelu, rakenteen mitat ja muut voimat kun hän suunnittelee ankkurointialueen. Yleinen ankkurointialue on ankkurikappaleiden edessä ja takana.



Kuva 3.21: Ankkurikappaleet epäsymmetrisessä rakenteessa.

3.4 Jälkijännitetyjen rakenteiden laskennan erityispiirteet

3.4.1 Ohjaus- ja jännevoimat

Jälkijännitetyn rakenteen jänneteräkseen syntyy jännevoima, joka saa olla tietyn suuruinen jännityksen aikana. Jännevoiman laskennan summa on suoraan verrannollinen jänneteräksen poikkileikkausalaan ja millä voimalla se jännitetään.

$$\sigma_{p,max} = \min \begin{cases} 0.8 \cdot f_{pk} \\ 0.9 \cdot f_{p0.1k} \end{cases} \quad (3.19)$$

missä

$\sigma_{p,max}$ on jänneeseen suurin vaikuttava jännitys

f_{pk} on jänneteräksen vetolujuus

$f_{p0.1k}$ on jänneteräksen 0,1-raja

Jännittämishetkellä tai jännevoiman siirtohetkellä jännevoimasta ja muista kuormista aiheutuva rakenteen betonin puristusjännitys rajoitetaan arvoon seuraavan kaavan mukaan (by 69 2017, s. 20):

$$\sigma_c \leq 0,6 \cdot f_{ck}(t) \quad (3.20)$$

missä

f_{ck} on betonin puristuslujuuden ominaisarvo

σ_c on betonin puristusjännitys

Jännevoiman suurin sallittu raja-arvo, jännityksen aikana jänneteräksen aktiivipäässä voidaan laskea seuraavalla kaavalla:

$$P_{max} = A_p \cdot \sigma_{p,max} \quad (3.21)$$

missä

A_p on jänneen poikkileikkauksen ala

$\sigma_{p,max}$ on jänneeseen suurin vaikuttava jännitys

P_{max} on Suurin sallittu jännettä kuormittava voima

Jänneteräksiä saa jännittää enimmäisjännitystä enemmän, jos laskennallisesti pystytään todistamaan $\pm 5\%$ tarkkuudella jännitysvoiman lopullinen arvo. Tällöin jänneteräksen suurin jännevoima lasketaan seuraavalla kaavalla:

$$P_{max} = 0,95 \cdot f_{p0.1k} \cdot A_p \quad (3.22)$$

Jännevoiman siirtyessä jännepunokseen jännitys laskee heti, mikä johtuu alkuhäviöistä. Alkujännevoima $P_{m0}(x)$ saadaan vähentämällä jännevoiman maksimiarvosta alkuhäviöt $\Delta P_i(x)$ seuraavasti:

$$P_{m0}(x) = P_{max} - \Delta P_i(x) \quad (3.23)$$

missä

P_{max} on suurin sallittu jännettä kuormittava voima

$P_i(x)$ on alkuhäviöt

Alkujännevoiman maksimi arvo saadaan laskettua seuraavalla kaavalla:

$$P_{m0}(x) = A_p \cdot \sigma_{pm0}(x) \quad (3.24)$$

missä

A_p on janteen poikkileikkauksen ala

$\sigma_{pm0}(x)$ on jänneteräksen jännitys välittömästi jännittämisen tai jännevoiman siirron jälkeen
 $= \min \{0,75 f_{pk} ; 0,85 f_{p0.1k}\}$

$P_{m0}(x)$ on alkujännevoima kohdassa x hetkellä $t=t_0$

Jännevoiman keskimääräinen arvo $P_{m,t}(x)$ määritellään jännemenetelmän mukaan (by 69 2017, s. 21). Keskimääräisen arvon laskennassa otetaan huomioon välittömät häviöt ja pitkäaikaiset häviöt. Keskimääräisen jännevoiman arvo saadaan seuraavalla kaavalla:

$$P_{m,t}(x) = P_{m0}(x) - \Delta P_{c+s+r}(x) \quad (3.25)$$

missä

ΔP_{c+s+r} on ajasta riippuvat jännevoiman häviöt

P_{m0} on alkujännevoima

Kun keskimääräinen jännevoima on laskettua, voidaan ohjausvoimat laskea käyttämällä kaikille jänteille samaa jännevoiman arvoa. Yleisesti jännevoiman arvo mitoituksessa voidaan laskea seuraavalla kaavalla:

$$P_{d,t}(x) = \gamma_p \cdot P_{m,t}(x) \quad (3.26)$$

missä

γ_p on jännevoiman osavarmuusluku

$P_{m,t}$ on jännevoiman keskimääräinen arvo

3.4.2 Häviöt

Jännitettyjen rakenteiden suunnittelussa tulee häviöt ottaa huomioon. Häviöt esiintyvät alkuhäviönä ja pitkäaikaishäviönä. Jännevoiman siirtyessä jännepunokseen jännitys laskee heti ja tämä johtuu alkuhäviöistä. Tartunnattomien jänteiden alkuhäviöt johtuvat seuraavista tekijöistä: betonin kimmoisesta muodonmuutoksesta, kitkahäviöstä ja ankkuroinnin liukumisesta. Betonin muodonmuutoksesta johtuva häviö (ΔP_{el}) voidaan laskea kunkin jänneteräksen keskimääräiseksi häviöksi seuraavalla kaavalla:

$$\Delta P_{el} = \Delta \sigma_c(t) \cdot \left(\frac{(n-1)}{(2 \cdot n)} \right) \cdot \left(\frac{E_p}{E_{cm}(t)} \right) \quad (3.27)$$

missä

$\Delta \sigma_c(t)$ on jännityksen muutos jänneterästen painopisteessä (hetkellä t)

n on jänneterästen lukumäärä

E_p on jänneteräksen kimmokerroin

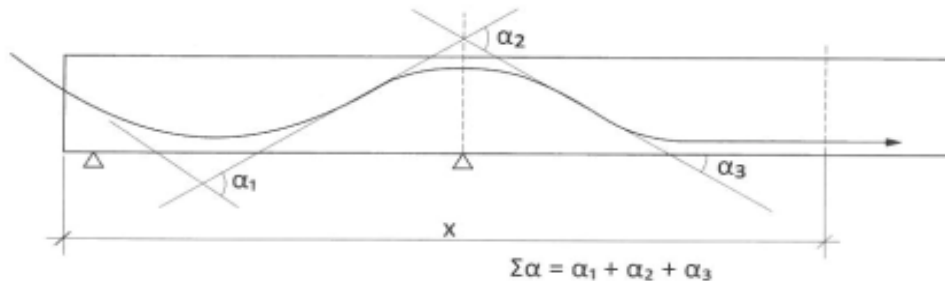
$E_{cm}(t)$ on betonin kimmokerroin jännityshetkellä

Jännittämisen jälkeen pysyvien kuormien aiheuttamien muodonmuutosten häviöt voidaan laskea kaavasta (by 69 2017, s. 21):

$$\Delta P_{el} = \Delta \sigma_c(t) \cdot \left(\frac{E_p}{E_{cm}(t)} \right) \quad (3.28)$$

Ankkurointijännerrakenteiden kitkahäviöt johtuvat suojaputken ja jänneteräksen eri ominaisuuksista. Kitkakerroin μ johtuu esimerkiksi jänneteräksen ja suojaputken välisestä kitkasta joka syntyy, kun jänneteräs painautuu suojaputkea vasten jänneteräksen kulman muuttuessa. Kitkahäviö voi johtua myös ruosteesta, teräksen pituudenmuutoksesta tai jänteen profiilista.

Kaarevuusluku k arvo riippuu työnsuorituksen laadusta, jänneteräksen tukien välisestä etäisyydestä, käytettävän suojaputken tyypistä ja betonia valettaessa käytettävästä tärytysasteesta (by 69 2017, s. 22).



Kuva 3.22: Kitkan ja kaarevuuden vaikutus jännitykseen. [by 69 2017, 22]

Kitkahäviöt voidaan arvioida seuraavasti:

$$\Delta P_{\mu}(x) = P_{max}(1 - e^{-\mu(\theta + kx)}) \quad (3.29)$$

missä

- θ on ankkurijänteen suunnan muutosten summa radiaaneina etäisyydellä x
- μ on jänneteräksen ja sen suojaputken välinen kitkakerroin
- k on suojaputken tukipisteiden välille syntyviä riippumia vastaavien suunnan muutosten aaltoisuusluku
- x on jänneteräksiä pitkin mitattu etäisyys jännepäästä

Ankkurointihäviö on viimeinen välittömästi aiheutuva häviö ankkurijänneraketeissa.

Ankkureiden kiilojen liukumisesta, jännittämisen jälkeisestä ankkurien toiminnasta ja itse ankkurin muodonmuutoksesta aiheutuvat häviöt otetaan huomioon (by 69 2017, s. 23).

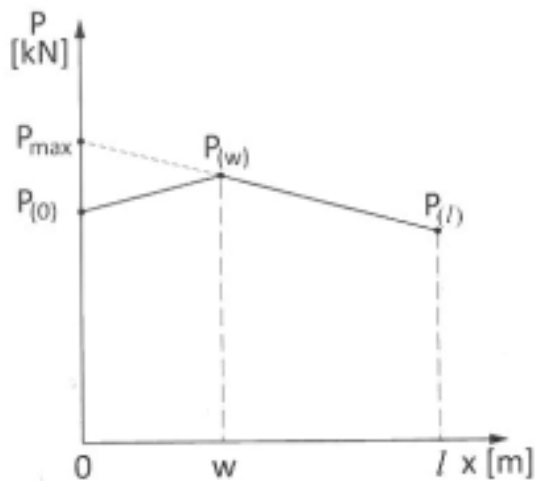
Ankkurihäviöt lasketaan seuraavalla kaavalla:

$$\Delta P = 2 \cdot \Delta_p \cdot w \quad (3.30)$$

missä

- Δ_p on $(P_{max} - P_{(l)}) / l$
- P_{max} on jännitysvoima
- $P_{(l)}$ on jännevoima passiivipäässä kitkahäviöiden jälkeen
- l on jänteen kokonaispituus
- w on $\sqrt{\left(\frac{\Delta \cdot E_p \cdot A_p}{\Delta_p}\right)}$

- Δ on ankkurointiliukuma
 E_p on jänneteräksen kimmokerroin
 A_p on jänneteräksen pinta-ala
 ΔP on ankkurointiliukuman jännityshäviö



Kuva 3.23: Lukitusliukuman vaikutusalue. [by 69 2017, 23]

Ankkurikappaleen kiilojen lukitusliukuma arvot tulee olla esitettynä eurooppalaisessa teknisessä arvioinnissa tai kansallisessa tuotehyväksynnässä (by 69 2017, s. 23). Lukitusliukuman vaikuttaessa koko jänteen pituudella, tulee ankkurointihäviöt laskea seuraavilla kaavoilla:

$$\Delta P = \frac{\Delta \cdot E_p \cdot A_p}{l} + (\Delta_p \cdot w) \quad \text{Aktiiviankkuri} \quad (3.31)$$

$$\Delta P = \frac{\Delta \cdot E_p \cdot A_p}{l} - (\Delta_p \cdot w) \quad \text{Passiiviankkuri} \quad (3.32)$$

Ankkurijännerakenteiden pitkäaikaiset häviöt otetaan huomioon kahden eri ilmiön seurauksena. Viruma sekä kutistuma aiheuttavat betoniin muodonmuutoksen jonka seurauksena jännitysvoima laskee jänneteräksessä. Toinen pitkäaikaishäviön ilmiö on relaksaatio, jonka aiheuttaa vetojännitys ja sen seurauksena myös jännityksen aleneminen jänneteräksessä. Kaava 3.33 soveltuu tartunnattomille jänteille, joille käytetään keskimääräiset arvot. Yksinkertaistettu laskentatapa ajasta riippuvien häviöiden määrittämiseksi kohdassa x pysyvienkuormien vaikuttaessa esitetään seuraavalla kaavalla (by 69 2017, s. 24):

$$\Delta P_{c+s+r} = A_p \cdot \Delta \sigma_{p,c+s+r} = A_p \cdot \frac{\varepsilon_{cs} \cdot E_p + 0,8 \cdot \Delta \sigma_{pr} + \frac{E_p}{E_{cm}} \cdot \varphi(t, t_0) \cdot \sigma_{c,QP}}{1 + \frac{E_p}{E_{cm}} \cdot \frac{A_p}{A_c} \cdot \left(1 + \frac{A_c}{I_c} \cdot z_{cp}^2\right) \cdot [1 + 0,8 \cdot \varphi(t, t_0)]} \quad (3.33)$$

missä

$\Delta \sigma_{p,c+s+r}$ on virumisesta, kutistumisesta ja relaksaatiosta kohdassa x ja hetkellä t aiheutuva jänneterästen jännityksen vaihtelun itseisarvo

ε_{cs} on betonin kutistuman arvo

E_p on jänneteräksen kimmokerroin

E_{cm} on betonin kimmokerroin

$\Delta \sigma_{pr}$ on relaksaatiosta johtuva jänneteräksen jännityksen muutos

$\varphi(t, t_0)$ on betonin virumaluku

$\sigma_{c,QP}$ on betonin jännitys pitkäaikaiskuormista jänneterästen kohdalla

A_p on kaikkien kohdassa x olevien jänneterästen pinta-ala

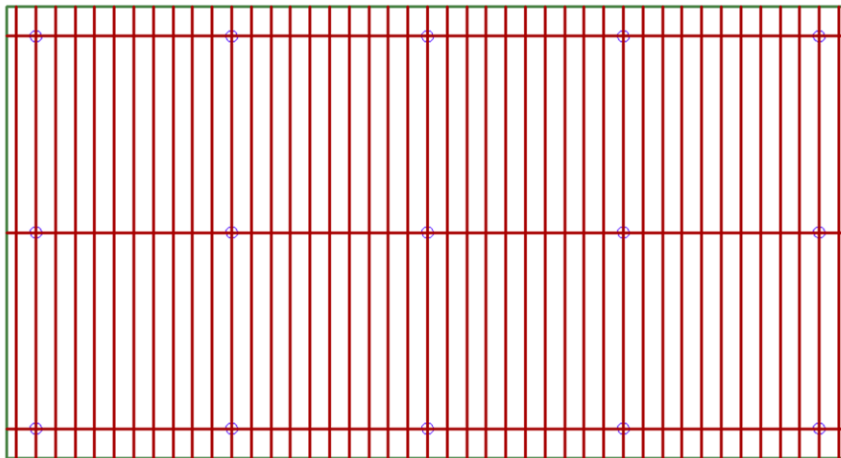
A_c on betonipoikkileikkauksen ala

I_c on betonipoikkileikkauksen jäyhyysmomentti

z_{cp} on betonipoikkileikkauksen painopisteen ja jänneterästen painopisteen välinen etäisyys

3.5 Jännitettyjen rakenteiden mitoitusohjelma

Tässä tutkimuksessa käytetään laskentaohjelmaa ADAPT-Builder 2016 FEM-laskentaohjelmaa, joka soveltuu jälkijännitettyjen laattojen laskentaan. ADAPT on Yhdysvaltalainen yritys, joka tuottaa rakennesuunnittelua varten eri laskentaohjelmia. ADAPT-Builder 2016 on yksi ADAPT-software yrityksen laskentaohjelmista. ADAPT Builder-2016 sopii laattojen analysoimiseen, esimerkiksi pilarilaatan. ADAPT Builder-2016-ohjelmistossa rakennuksen pystyy mallintamaan kokonaisuena. Vaikka ohjelmistoon voi mallintaa koko rakennuksen tulemme tässä tutkimuksessa tarkastelemaan pilarilaattaa yksittäisenä välipohjarakenteena. ADAPT-laskentaohjelmaan voi syöttää punoksia (ks. kuva 3.24). Laskentaohjelmassa pystyy valitsemaan eri maiden standardien välillä, työssä käytetään Eurokoodi 2 vaatimuksia. Laskentaohjelma tukee eri tiedostomuotoja ja sen avulla pystytään tuomaan esimerkiksi mittapiirustuksia, jotka helpottavat mallintamista. ADAPT-Builder 2016-ohjelmisto analysoi rakennetta annettujen lähtötietojen perusteella. ADAPT-laskentaohjelmat ovat tällä hetkellä ainoat FEM-laskentaohjelmat jotka pystyvät huomioimaan punoksia.

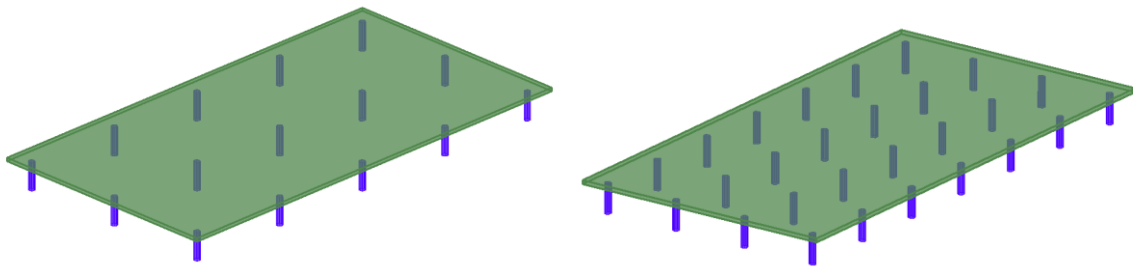


Kuva 3.24: ADAPT-ohjelmaan syötetyt punokset pilarilaattaan.

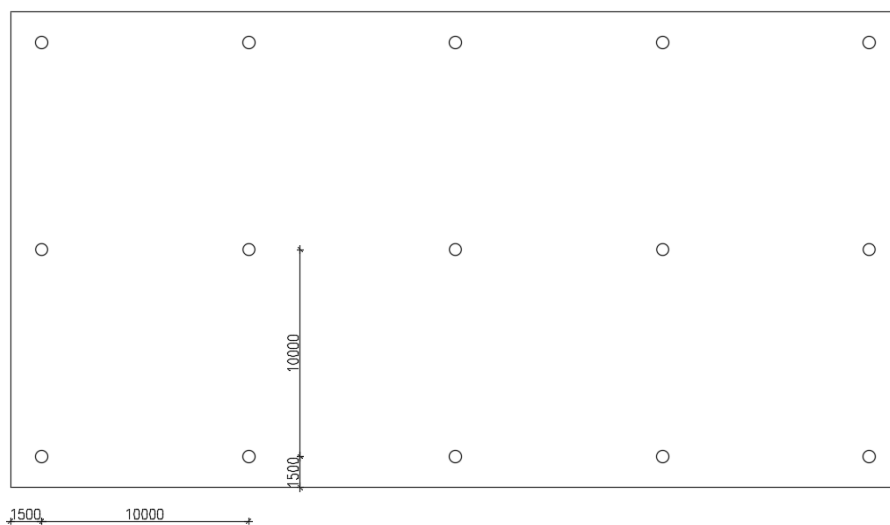
4 Laskentaesimerkki

4.1 Pilarilaatan laskentamalli

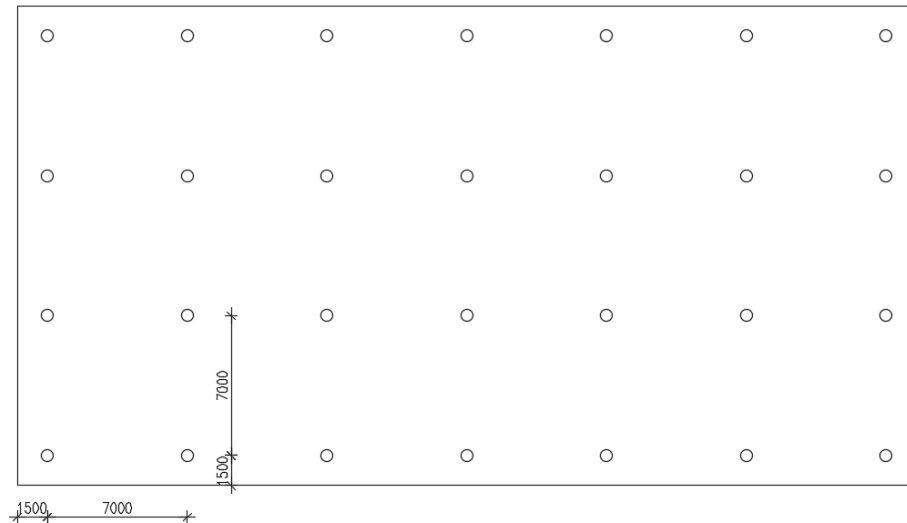
Laskentamallissa mallinnetut pilarilaattarakenteet löytyvät kuvasta 4.25. Kuvan vasemman puoleisessa pilarilaatassa jännevälit ovat 10 metriä molemmissa suunnissa ja kuvan oikean puoleisessa pilarilaatassa jännevälit ovat 7 metriä molempiin suuntiin. Molemmissa malleissa reunimmaisen pilarin etäisyys laatan reunaan on 1,5 metriä. Laskenta suoritetaan ADAPT-Builder 2016 laskentaohjelmaa käyttäen. Laskentamalliin ei luotu hyötykuorman shakkilautayhdistelmät yksinkertaistuksen vuoksi. Hyötykuormien shakkilautayhdistelmällä ei ole vaikutusta punosten keskittämiseen, mutta se tulee huomioida normaalissa suunnittelussa. Laatan lävistysmitoitusta ei ole tutkittu.



Kuva 4.25: Laskentamallin pilarilaatat.

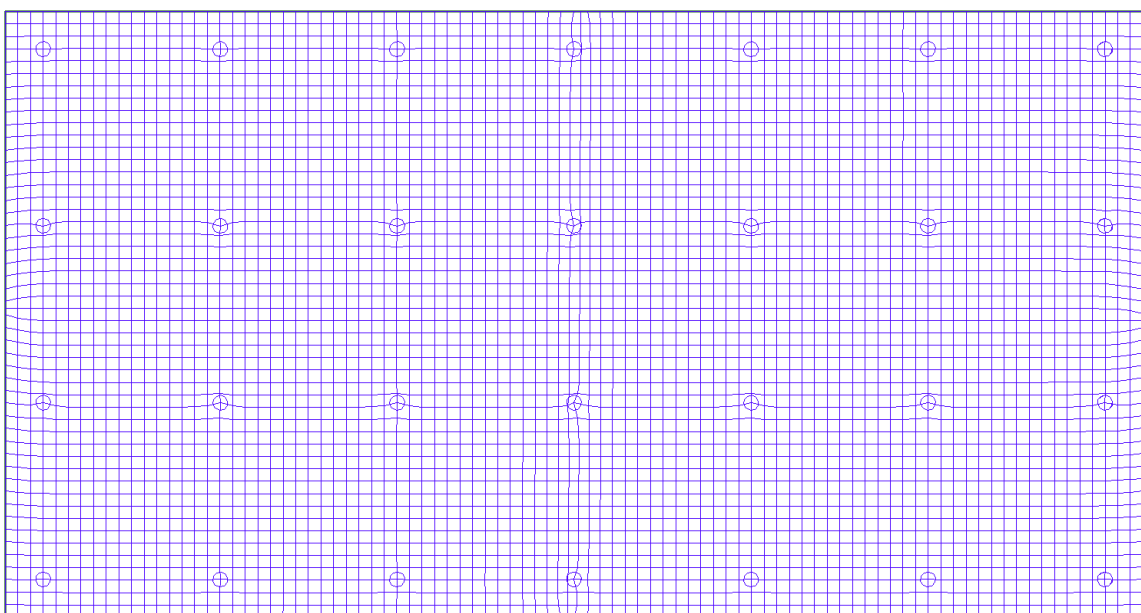


Kuva 4.26: 10x10 pilarilaatan mittapiirustus.



Kuva 4.27: 7x7 pilarilaatan mittapiirustus

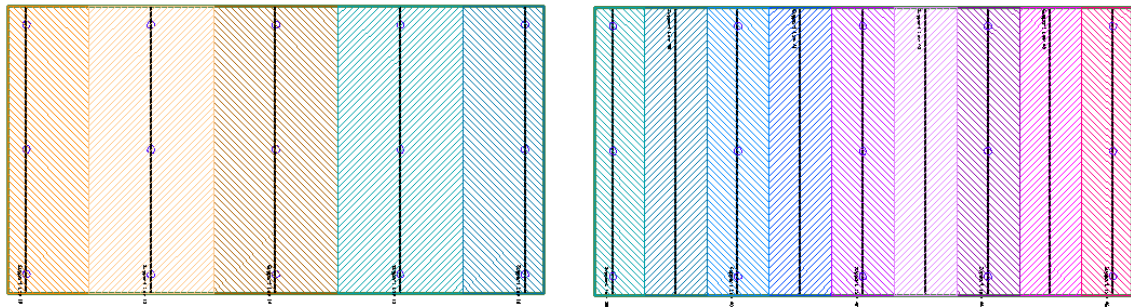
Pilarilaattarakenne koostuu 350 mm paksusta laatasta, jota tukee 600 mm halkaisijaltaan olevat pilarit. Rakenteen jäykistystä ei tarkasteltu erikseen. Pilarilaattarakenne on jäykistetty mastopilareilla. 10x10 pilarilaatan (ks. kuva 4.26) kokonaispituus on 43 metriä ja leveys 23 metriä. 7x7 pilarilaatan (ks. kuva 4.27) kokonaispituus on 45 metriä ja kokonaisleveys 24 metriä. Pilarilaattarakenne toimii välipohjarakenteena toimistorakennuksessa. Laskentaesimerkissä oletetaan lämpötilamuutoksen olevan 0°C , jolloin lämpötilamuutoksesta aiheutuvat pakkovoimat ja -muodonmuutokset eivät huomioida. Laskentamalliin luotiin FEM-verkko (ks. kuva 4.28). Laattarakenne mallinnettiin 4-solmuisilla kuorilaattaelementeillä ja pilari on sauvaelementeillä. Laatan kuorielementin solmupisteet kohtaavat sauvaelementin solmupisteet risteyskohdissa.



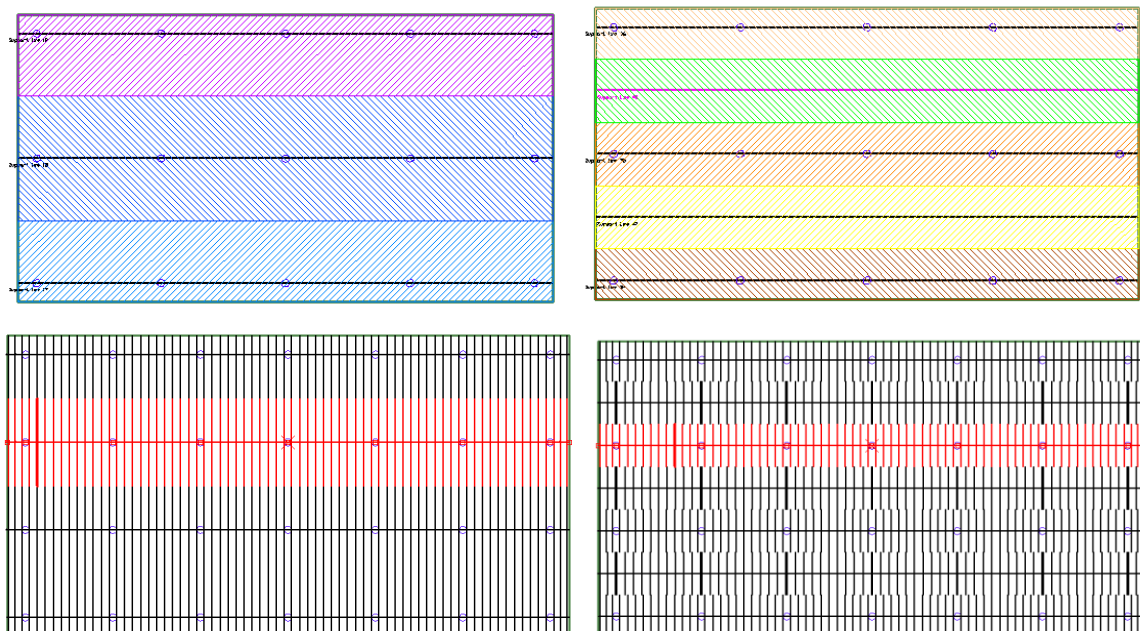
Kuva 4.28: Laskentamallin FEM-verkko.

4.2 Suunnittelukaistat

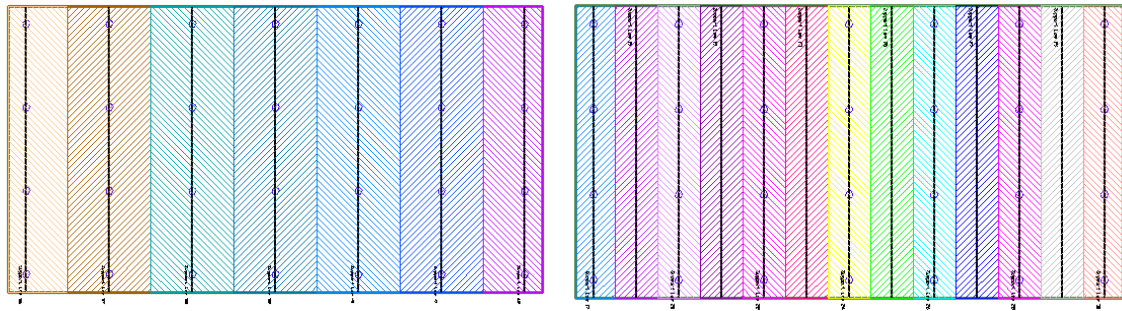
Kuvat 4.29a, 4.29b, 4.30a ja 4.30b esittävät laskentamalliin luodut suunnittelukaistat. Laskentamalliin luotiin molemmille laattarakenteille samalla tavalla suunnittelukaistat. Kuvat 4.29a ja 4.30a esittävät laskentamalliin tehdyt suunnittelukaistat y-suunnassa. 4.29b ja 4.30b esittävät laskentamalliin tehdyt suunnittelukaistat x-suunnassa. Suunnittelukaistoilla vaikuttavat voimat kuorielementeistä integroidaan tukilinjojen kohdalle. Laskennassa luotiin molempiin suuntiin molemmissa malleissa kaksi eri tapaa tehdä suunnittelukaistat. Niissä suunnittelukaistan ala vaihtelee, minkä johdosta voiman vaikutus tukilinjoille vaihtelee. Kapeammilla suunnittelukaistoilla summautuu pienemmän alueen voimat tukilinjalle ja tämän myötä tulokset vaihtelevat.



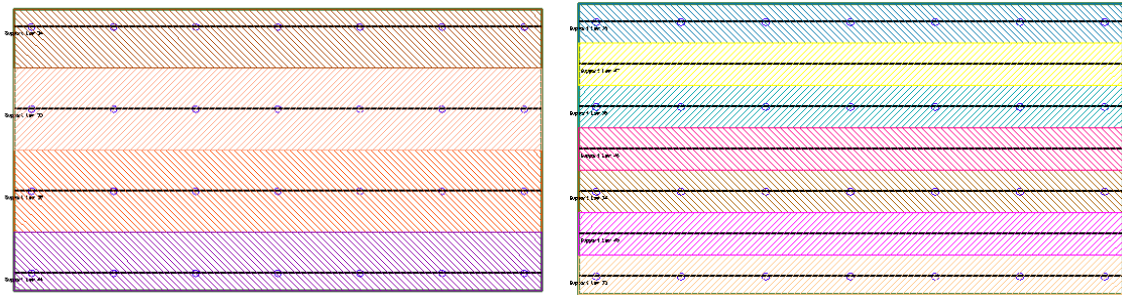
Kuva 4.29a: 10x10 pilarilaatan laskentamallissa olevat suunnittelukaistat y-suuntaan.



Kuva 4.29b: 10x10 pilarilaatan laskentamallissa olevat x-suunnan suunnittelukaistat ja suunnittelupoikkileikkaus.



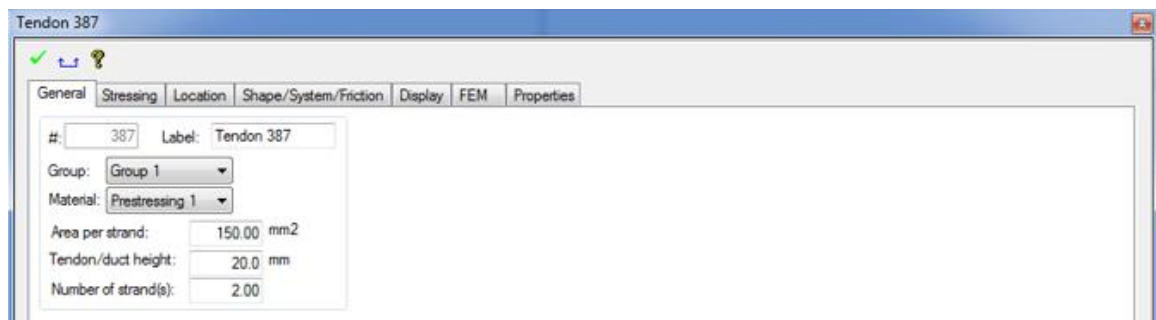
Kuva 4.30a: 7x7 pilarilaatan laskentamallissa olevat suunnittelukaistat y-suuntaan.



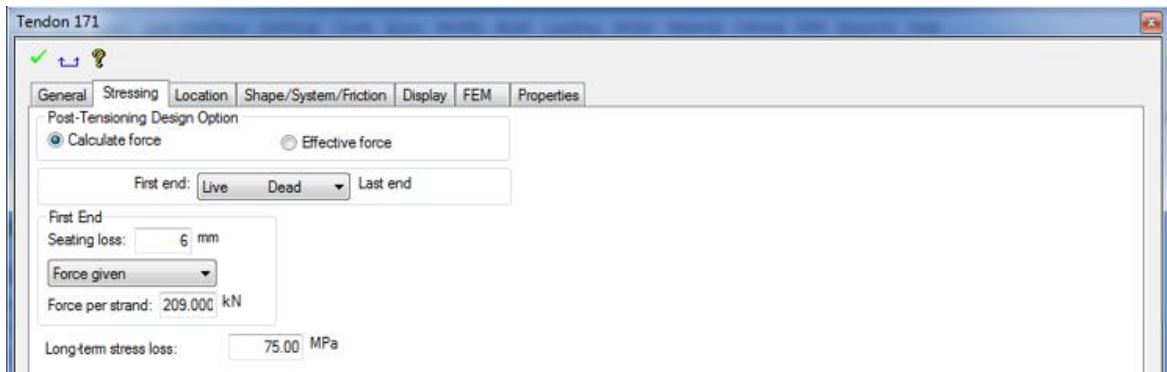
Kuva 4.30b: 7x7 pilarilaatan laskentamallissa olevat suunnittelukaistat x-suuntaan.

4.3 Punokset

Jokaiselle laskentamallille on syötetty samalla lailla tiedot punoksille kuin kuvissa 4.31, 4.32 ja 4.36. Mallien eroavuudet ilmenevät punosmäärinä ja punosgeometriana, jolloin punosten CGS vaihtelee riippuen punosten järjestelytavasta. Laskentamallien jännitettyjen pilarilaattojen alapinta suunniteltiin halkeilemattomaksi (*frequent*) tavallinen-yhdistelmässä. Tällä tavalla saatiin punosmäärät molemmille laattakoille.



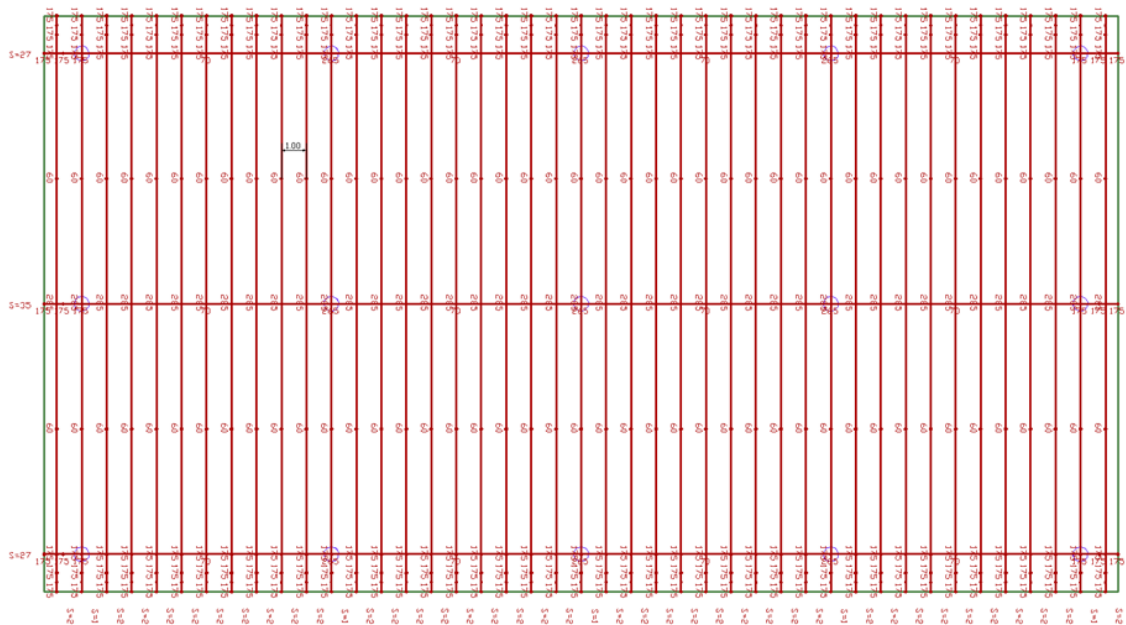
Kuva 4.31: Laskentamalleihin syötetyt punostiedot.



Kuva 4.32: Laskentamalleihin syötetty jännitystiedot punoksille.

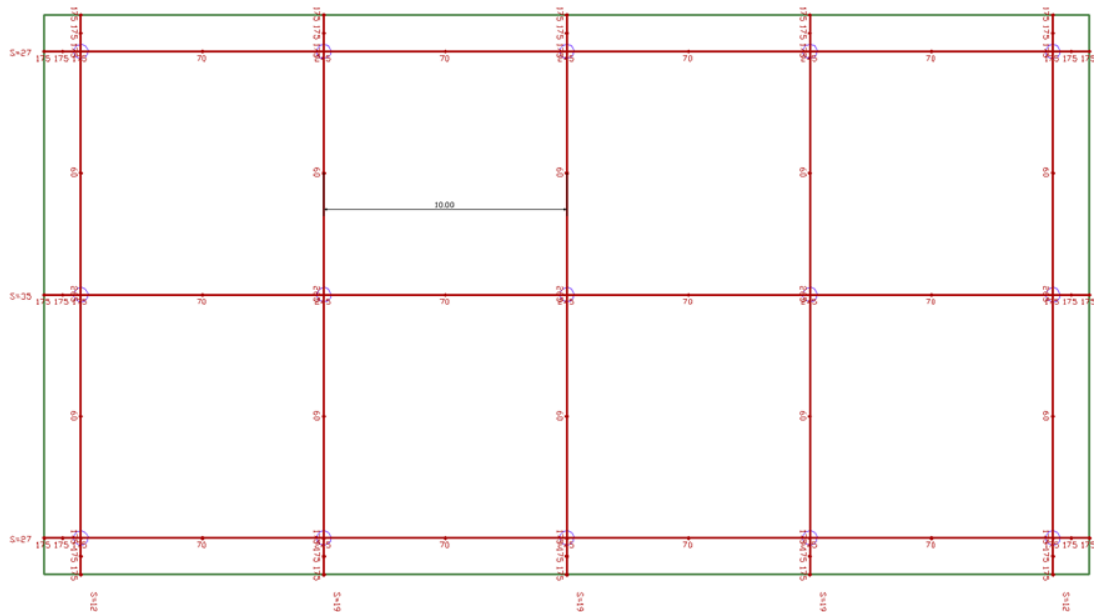
Kuvassa 4.31 on täytetty punosten pinta-ala, halkaisija ja punosmäärä seuraavanlaisesti. 10x10 pilarilaatassa banded-distributed-menetelmällä harvansuunnan (y-suunta) punoksia on 2 kappaletta 1 m matkalla. Keskitetyllä suunnalla (x-suunta) punoksia on 28 kappaletta reunimmaisilla pilarilinjalla ja keskimmaisella pilarilinjalla 36 kappaletta. Banded-banded-menetelmällä x-suunnan punokset pysyvät samana. Harvansuunnan punokset keskitetään pilarilinjalle (ks. kuva 4.34). Tämä tarkoittaa, että reunimmaisilla pilarilinjalla on punoksia 12 kappaletta ja keskimmaisilla pilarilinjalla on 20 kappaletta.

Kuvassa 4.32 on laskentamalliin täytetty jännepunosten jännitystiedot. Olennaiset tiedot jotka on täytetty jokaiselle mallille samoilla arvoilla ovat ankkurinliukumavara 6mm, jännitysvoima per punos (209 kN) ja pitkäaikaishäviön suuruus (75 MPa).

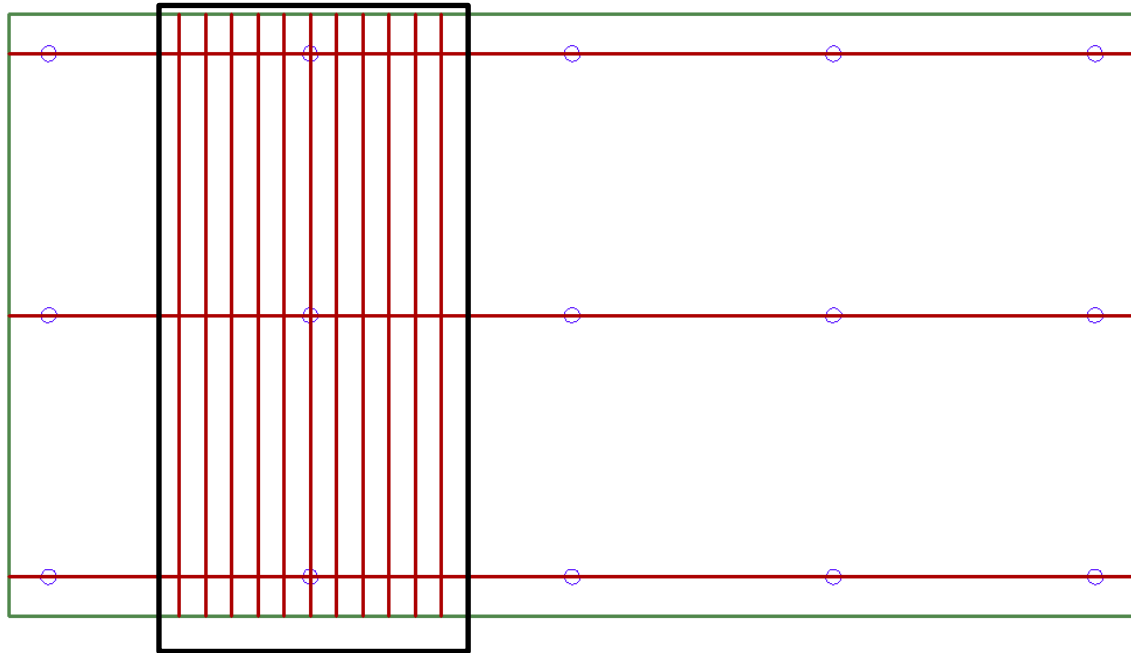


Kuva 4.33: Punosten jako pilarilaattarakenteessa ylhäältä katsottuna (banded-distributed-menetelmä).

7x7 pilarilaatan vastaavat punosmäärät ovat pienemmät. Banded-distributed-menetelmällä harvansuunnan punokset (y-suunta) ovat määrältään 1,5 kappaletta 1m jaolla ja keskitettyjen (x-suunta) punoksien määrä on reunimmaisilla pilarilinjoilla 20 kappaletta ja keskimmaisilla pilarilinjoilla 24 kappaletta. Banded-banded-menetelmällä x-suunnan punosmäärät pysyvät samoina. Harvansuunnan punokset keskitetään siten, että reunimmaisilla pilarilinjoilla punoksia on 7 kappaletta ja keskimmaisilla punoslinjoilla on punoksia 9 kappaletta. Laskentamalleissa vähennettiin yksi punos jokaisesta toimivasta poikkileikkauksesta, tällä varaudutaan yhden punoksen rikkoutumiseen tai muuhun häiriöön jännityshetkellä. Laattarakenteissa käytetään sääntöä jossa jänneteräket jotka ovat matkalla $L/3$ kuuluvat samaan toimivaan poikkileikkaukseen. Kaikki punossuunnitelmat löytyvät liitteestä 4.

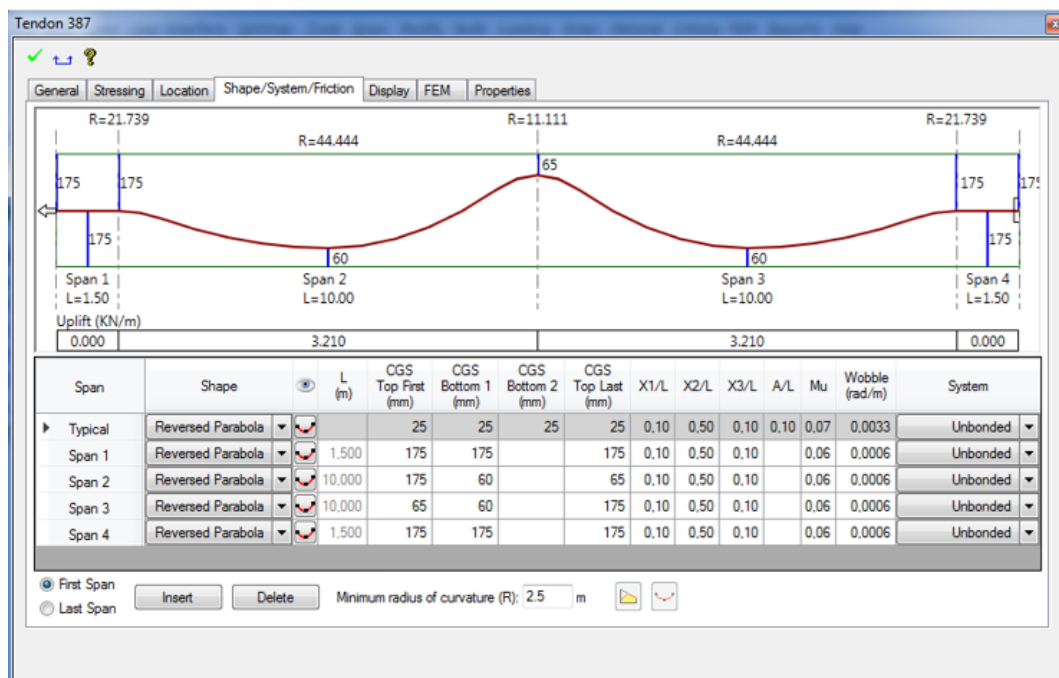


Kuva 4.34: Punosten jako pilarilaattarakenteessa ylhäältä katsottuna (banded-banded-menetelmä).



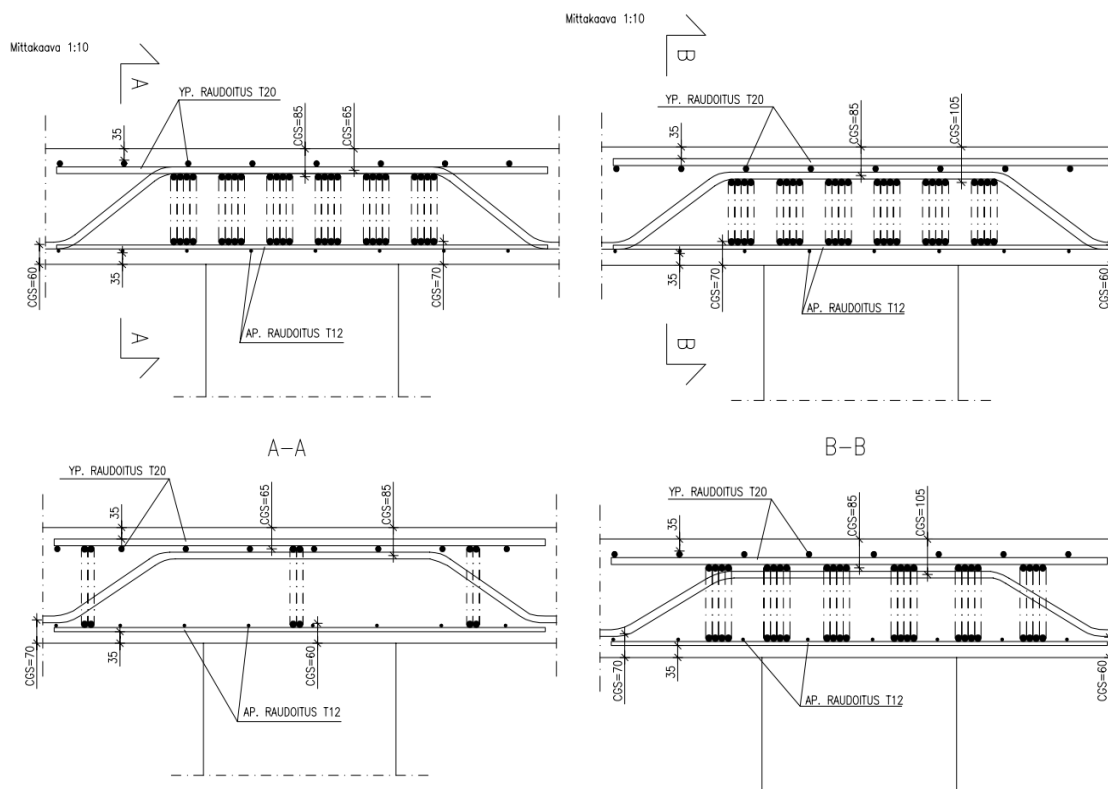
Kuva 4.35: Punosten keskittämisen alue.

Punokset keskitetään molemmissa malleissa samalla periaatteella. Harvan suunnan punokset keskitetään leveiden suunnittelukaistojen alueelta pilarilinjoiille. Tämä alue on esitetty kuvassa 4.35. Esimerkki kuvassa on esitetty 10x10 pilarilaatan punokset, jotka keskitetään pilarilinjoiille kyseisessä laskenta esimerkissä. Tuolloin saadaan samat määrät punoksia molemmilla järjestelytavoilla ja tulokset ovat verrannollisia.



Kuva 4.36: Banded-distributed-menetelmän harvajaetun punoksen punosgeometria syötettynä laskentamalliin.

Muita arvoja mitä syötetään punokselle laskentaohjelmassa, on kitkakerroin sekä aaltoisuusluku. Kitkakerroin on 0,06 ja se syötetään tuollaisenaan laskentaan. Aaltoisuuslukuna laskennassa käytetään 0,010 rad/m. Kitkakerroin kerrataan aaltoisuusluvun kanssa, tämän kertalaskun vastaus syötetään ADAPT-Builder 2016 ohjelmaan aaltoisuuslukuna. Tässä laskentaesimerkissä se on 0,0006 rad/m. Tällä välilehdellä tulee myös syöttää punoksen maksimi taivutussäde, joka on 2,5 metriä.



Kuva 4.37: Tartunnattomien jänneiden sijoitus pilarilaatassa molemmin järjestelytavoin. Banded-distributed vasemmalla ja banded-banded oikealla.

Olennainen osa jännitettyjen rakenteiden suunnittelua on jännepunosten sijoittelu rakenteeseen. Kuvassa 4.37 on esitetty CGS mitat punoksille, jotka sitten ovat syötetty laskentamalliin kuvan 4.36 mukaisesti. Banded-distributed-menetelmällä punokset sekä betoniteräksiset saadaan sijoiteltua ala- sekä yläpinnassa kolmeen kerrokseen. Banded-banded-menetelmää käyttäen punokset ja betoniteräksiset voidaan alapinnassa sijoitella kolmeen kerrokseen, kun taas yläpinnassa CGS-mitta kasvaa 20mm verrattuna banded-distributed-menetelmään. Tämä tarkoittaa, että punokset sekä betoniteräksiset joudutaan järjestelemään 4 kerrokseen käyttäessä banded-banded-menetelmää.

Betonin tiivistäminen ja hyvän betonoinnin edellytys on, että punokset sijoitetaan kerroksittain. Tällöin saadaan jänneteräket ja rauditus mahtumaan ja betoni hyvin tiivistettyä. Betonoinnin kannalta tärkein alue on ankkurialueet. Ankkurointialueet tulee saada tiivistettyä hyvin ja tämän takia pitää kiinnittää erityisen paljon huomiota siihen. Betonin kiviainesta voi vaihtaa ankkurointialueelle, mutta ei kuitenkaan liian paljon.

4.4 Laskentaesimerkin lähtötiedot

Laskentamallin lähtötiedot on otettu pelkästään esimerkkinä tähän laskentaan. Laskennan merkittävämpiä tietoja ovat materiaalitiedot taulukossa 4.39. Muita lähtötietoja joita tarvitaan laskennan loppuun viemiseksi ovat eri rajoituksia minkä sisällä rakenteen tulokset pitää pysyä. Nämä rajoitukset tulevat Eurokoodi 2:sta ja Suomen kansallisesta liitteestä ja löytyvät taulukosta 4.42.

Lähtötiedot	
Seuraamusluokka	CC2
Luotettavuusluokka	RC2
Rasitusluokka	XC1
Suunniteltukäyttöikä	50v
Sijainti	Helsinki

Taulukko 4.38: Laskennan lähtötiedot / kuormitustiedot.

Materiaalitiedot			
Materiaali	Osavarmuusluvut	Ominaisarvot	Mitoitusarvot
Jännepunos SFS-1265-3- Y1860S715.7R1	$\gamma_C=1,35$; $\alpha_{cc}=0,85$ $\alpha_{ct}=1,00$	$f_{pk}=1860\text{MPa}$ $f_{p0.1k}=1640\text{MPa}$	$f_{pd}=1490\text{MPa}$
Betoniteräs B500B	$\gamma_S=1,10$	$f_{yk}=500\text{MPa}$	$f_{yd}=435\text{MPa}$
Betoniluokka C35/45	$\gamma_P=1,10$	$f_{ck}=35\text{MPa}$	$f_{cd}=23\text{MPa}$
Jännevoima	$\gamma_{P,fav} = \gamma_{P,unfav} = 1,00$		$P_{d,t}=1 \cdot P_{m,t}$

Taulukko 4.39: Laskennassa käytettävien materiaalien ominais- ja mitoitusarvot.

Taulukko 4.39 kertoo mitä materiaaleja käytetään tässä laskentaesimerkissä ja mitkä niiden materiaalitiedot ovat. Betonin kimmokerroin E_{cm} on 34077 MPa ja betoniteräksen kimmokerroin E_s on 200 GPa. Jänneteräksen kimmokertoimena käytetään E_p arvoa 195 GPa. Yksittäisen jännepunoksen otaksutaan olevan halkaisijaltaan 20 mm, josta 15.7 mm on jänneteräksen halkaisija. Yhden jänneteräksen pinta-ala on 150 mm². Laskennassa kitkakerroin μ on 0,06 ja aaltoisuusluku β on 0,010 rad/m. Punosten vähimmäistaivutussäde on 2,5 m ja molempien ankkurien lukitusliukuma on 6 mm. Betonipeitteen nimellisarvo on 35 mm. Tartunnattomat jänteet saadaan ryhmittää laatoissa maksimissaan 5 punoksen ryhmiin kuvan 3.19 mukaisesti. Laskentamalliin asetetut betoniteräskoot ovat yläpintaan 20 mm ja alapintaan 12 mm. Materiaaleille tulee laskennan alussa antaa ADAPT-ohjelmassa lähtötiedot. Kuvissa 4.40 ja 4.41 tiedot on annettu betonille ja jänneteräkselle. Betoniteräksen tietojen syöttäminen käsitellään kappaleessa 4.6.

Material

Concrete

V Concrete 1

Label: Concrete 1

Wc: 2500.00 kg/m3 Normal

Unit price: 130.00 Euro/m³

Mechanical properties (28 days)

☒ Cylinder Strength ☐ Cube Strength

fck: 35.00 MPa fck,cu: 40.00 MPa

Modulus of elasticity

Ec: 34077 MPa

Kuva 4.40: Betonille annetut materiaaliarvot ADAPT-ohjelmassa.

Material

Prestressing

V Prestressing 1

Label: Prestressing 1 Unit price: 5.00 Euro/kg

Mechanical properties

Specified ultimate strength (fpu): 1860.00 MPa

Yield stress (fpy): 1640.00 MPa

Modulus of elasticity (Eps): 195000 MPa

Kuva 4.41: Jänneteräkselle annetut materiaaliarvot ADAPT-ohjelmassa.

Yhdistelmä	Betoni-puristus	Betoni-veto	Jänneteräs	Betoniteräs	Halkeama-leveys		Taipuma
					YP	AP	
Jännitystilanne	$0,6f_{ck,i}$	-	min: $0,85f_{p0,1k}$ $0,75f_{pk}$	-	-	-	-
Pitkäaikais	$0,45f_{ck}$	-		$1,0f_{yk}$	$\leq 0,3\text{mm}$	$\leq 0,3\text{mm}$	L/250
Tavallinen	-	-			-	-	-
Ominais	$0,60f_{ck}$	-			-	-	-

Taulukko 4.42: Materiaalien sallitut jännitykset käyttörajatilassa.

Taulukossa 4.42 löytyvät vaatimukset jotka SFS-EN 1992-1-1 on asettanut. Laskennassa tullaan betonirakenteen jännitykset tarkastamaan jännitysvoimasta aiheutuvat jännitykset, jännittämisaikaisen yhdistelmän ja tavallisen yhdistelmän mukaan. Halkeamaleveyksiä ei tarkastella laskentaesimerkissä. Laskentaosuudessa tullaan vertailemaan järjestelytapoja toisiinsa. Taipumakuvaajat otetaan laskentamallista pitkäaikaisyhdistelmän ja pelkästä jännitysvoimasta aiheutuvan yhdistelmän tuloksista. Taipuma mitataan pitkäaikaistaipumana.

4.5 Kuormat ja kuormitusyhdistelmä

Laskentaesimerkissä olevat kuormat ja niiden kertoimet on esitetty taulukossa 4.43. Taulukossa on lyhennyksiä, joita käytetään kuormitusyhdistelmien kaavoissa edempänä tässä kappaleessa. Taulukon arvot tulee sijoittaa kuormitusyhdistelmiin.

	Nimi	Kuvaus ja suuruus	Kuormakerroin			
			γ_i	ψ_0	ψ_1	ψ_2
1	Omapaino SW	Kantavienrakenteiden omapaino 25kN/m^3	$\gamma_{G=1,35}$ $\xi\gamma_{G=1,15}$	1	1	1
2	Pintavaluvaraus DL	$1,3\text{kN/m}^2$ $0,07\text{m} * 25\text{kN/m}^3$		1	1	1
3	Hyötykuorma LL Luokka D+ siirrettävät väliseinät + ripustukset	7kN/m^2 $5\text{kN/m}^2 + 1,2\text{kN/m}^2 + 0,8\text{kN/m}^2$		0,7	0,7	0,6
4	Jännevoima PT	Jännevoima kaikkien häviöiden jälkeen		1	1	1
5	Jännevoima HYP	Jännevoiman aiheuttama pakkovoima		1	1	1

Taulukko 4.43: Kuormakertoimet murto- ja käyttörajatilassa.

Liitteestä 2 löytyy pienennyskertoimet hyötykuormille eurokoodien mukaan. Taulukon 4.43 perusteella pilarilaattojen kuormitusyhdistelmät käyttörajatilassa ovat seuraavien kaavojen mukaiset:

Ominaisyhdistelmä (Characteristic):

$$1,0 \cdot SW + 1,0 \cdot DL + 1,0 \cdot PT + 1,0 \cdot LL \quad (4.34)$$

Tavallinen yhdistelmä (Frequent):

$$1,0 \cdot SW + 1,0 \cdot DL + 1,0 \cdot PT + 0,7 \cdot LL \quad (4.35)$$

Pitkäaikaisyhdistelmä (Quasipermanent):

$$1,0 \cdot SW + 1,0 \cdot DL + 1,0 \cdot PT + 0,6 \cdot LL \quad (4.36)$$

Jännittämisen aikainen yhdistelmä (Initial):

$$1,0 \cdot SW + 1,15 \cdot PT \quad (4.37)$$

Jännitysvoiman yhdistelmä:

$$1,0 \cdot PT \quad (4.38)$$

Seuraamusluokka CC2 mukaisesti K_{FI} kerroin on 1,0, joten se ei vaikuta kuormitusyhdistelmiin murtorajatilassa ja voi sen perusteella jättää pois. Taulukon 4.43 perusteella pilarilaattojen kuormitusyhdistelmät murtorajatilassa ovat seuraavien kaavojen mukaiset:

$$1,15 \cdot SW + 1,15 \cdot DL + 1,5 \cdot LL + 1,0 \cdot HYP \quad (4.39)$$

$$1,35 \cdot SW + 1,35 \cdot DL + 1,0 \cdot HYP \quad (4.41)$$

Kuvassa 4.44 on esitetty laskentamalliin luodut kuormitusyhdistelmät. Laskentamallissa olevat kuormitusyhdistelmät perustuvat ylläoleviin kaavioihin, jotka tulevat taulukosta 4.43.

Combinations (10)

Add Combination
+ Analysis/Design Options: Service Frequent

Filter Rows
Clear

Filter Columns
Choose... Show all Cases Combos

Label	Analysis/Design option	Load Combination	Selfweight	Dead load	Live load	Prestressing	Hyperstatic	Sustained
Frequent	Service Frequent	Self + Dead + 0.7 x Live + Pres	1	1	0.7	1		
Strength 2	STRENGTH	1.35 x Self + 1.35 x Dead + Hype	1.35	1.35			1	
Strength 1	STRENGTH	1.15 x Self + 1.15 x Dead + 1.5 x Live + Hype	1.15	1.15	1.5		1	
Service(quasi-permanent)	Service Quasi-Permanent	Self + Dead + 0.6 x Live + Pres	1	1	0.6	1		
Initial	INITIAL	Self + 1.15 x Pres	1			1.15		
Initial_PT	INITIAL	Pres				1		
Characteristic	Service Frequent	Self + Dead + Live + Pres	1	1	1	1		
Sustained_Load	CRACKED DEFLECTION	Self + Dead + 0.3 x Live + Pres	1	1	0.3	1		
Long_Term	Long-Term Deflection	3 x Sust						3
Long_Term1	Long-Term Deflection	3 x Serv						

Add Long-Term Deflection Combination...

OK Cancel

Kuva 4.44: Laskentamalliin luodut kuormitusyhdistelmät.

4.6 Raudoituksen mitoitus ADAPT-ohjelmalla

ADAPT-ohjelma laskee rakenteelle raudoitustarpeen, ollessaan tällä hetkellä ainut FEM-laskentaohjelma joka pystyy huomioimaan punoksia. Laskentaohjelma huomioi punosten vaikutukset suunnittelukaistoittain. Laskennan alkuvaiheessa syötetään laskennan kriteerit. Raudoituksen olennaiset kriteerit ovat ala- ja yläpinnan raudoitus dimensiot, betonipeitteen nimellisarvo. Kuvassa 4.45 on esitetty syötetyt arvot laskennalle.

Design Code Reinforcement Bar Lengths Rebar Minimum Cover

Non-Prestressed reinforcement

Top bar

Outer layer: 35 mm

Inner layer: Program calculates using bar size specified

Bottom bar

Outer layer: 35 mm

Inner layer: Program calculates using bar size specified

Reinforcement (non-prestressed)

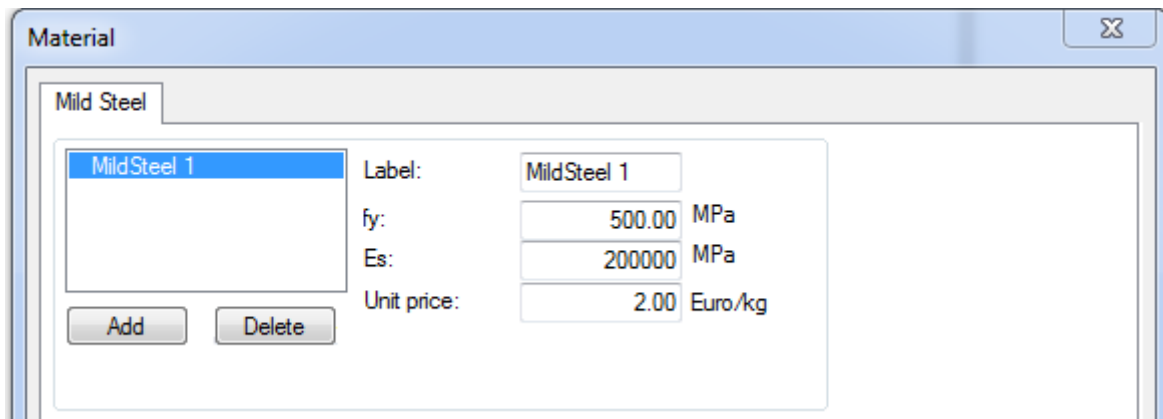
Preferred bar size for top bars: 20mm

Preferred bar size for bottom bars: 12mm

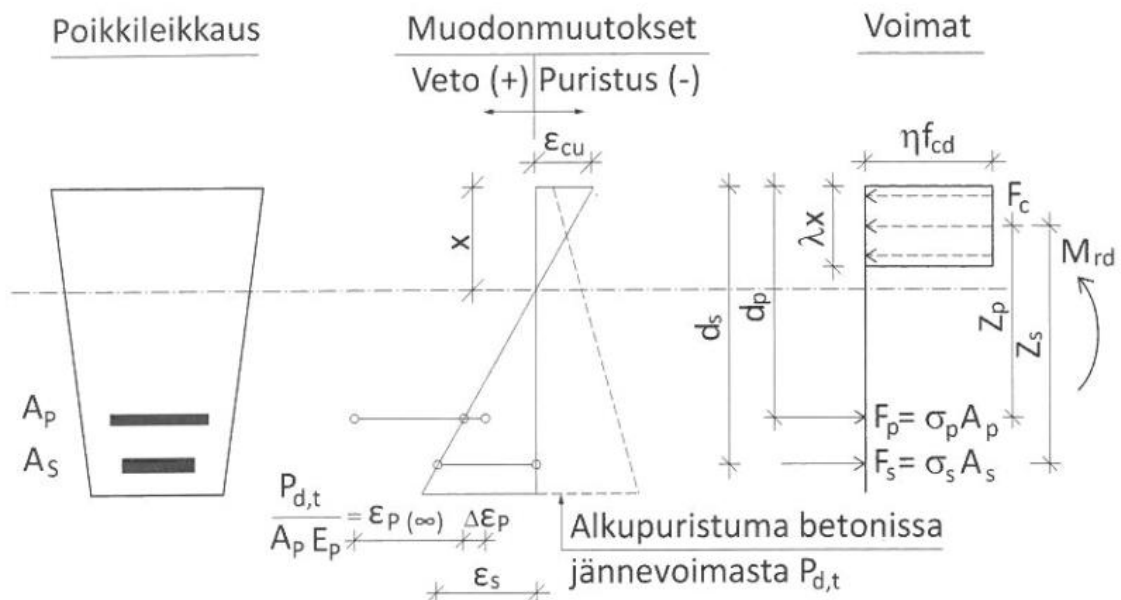
Preferred stirrup bar size (beam only): 12mm

Kuva 4.45: Betoniteräkselle asetetut kriteerit.

Materiaaleille syötetään omat ominaisuudet käytettävän materiaalin mukaan. Kuvassa 4.46 on esitetty tähän laskentaan syötetyt materiaaliarvot betoniteräkselle. Betoniteräkselle syötetyt ominaisuudet ovat lujuus käyttörajatilassa ja kimmokerroin.



Kuva 4.46: Betoniteräkselle asetetut materiaaliarvot.



Kuva 4.47: Puristusraudoittaman poikkileikkauksen taivutuskestävyys tartunnattomissa jännerakenteissa. [by 69 2017, 28]

Kuvassa 4.47 on esitetty poikkileikkauksen taivutuskestävyys murtorajatilassa. Puristusraudoittaman poikkileikkauksen taivutuskestävyys murtorajatilassa pitää olla kuvan 4.47 mukainen. Puristusraudoittaman poikkileikkauksen betonijännityksen, tulee olla yhtä suuri kuin betoniteräksen jännitys ja punoksen jännitys yhteensä. Tällöin taivutuskestävyyden ehto täyttyy.

4.7 Tulokset ja niiden vertailu

Tuloksia ja niiden vertailua varten on luotu taulukot visualisoimaan tuloksia helpommin. Taulukoissa vertaillaan jännityksiä eri kuormitusyhdistelmien kanssa. Taulukon tehtävä on visualisoida järjestelytapojen eroavaisuudet. Ala- ja yläpinnan jännitykset otetaan tuen (T) päältä ja kentästä (K). Rakenteen ala- ja yläpinnan jännityksiä tarkasteltiin tavallisen yhdistelmän (*Frequent*), jännittämisenaikaisen yhdistelmän (*Initial*) ja pelkästä jännevoimasta aiheutuvan jännityksen avulla. Jännitykset tarkasteltiin x- ja y-suunnassa. Molemmat laatat ovat geometrialtaan symmetriset.

JÄNNITYKSET X-SUUNNASSA (10X10 PILARILAATTA)									
Järjestely- tapa	Tukilinjat	Tavallinen yhdistelmä (Frequent) 1·SW+1·DL+1·PT+0,7·LL				Jännittämisen aikainen (Initial) 1,0·SW+1,15·PT			
		YP (σ) N/mm ²		AP (σ) N/mm ²		YP (σ) N/mm ²		AP (σ) N/mm ²	
		T	K	T	K	T	K	T	K
Banded-Distributed	Pilari (P)	1,36	-4,58	-5,14	1,14	-2,62	-1,25	-1,72	-1,88
Banded-Banded	Pilari (P)	1,55	-4,77	-5,34	1,00	-3,11	-1,29	-1,86	-2,02
Banded-Distributed	Pilari (P) + Välikaista (VK)	3,63	-5,31	-7,38	1,18	-2,88	-2,01	-2,12	-2,05
Banded-Banded	Pilari (P) + Välikaista (VK)	2,75	-5,05	-6,58	0,64	-3,26	-1,60	-1,11	-2,71
JÄNNITYKSET Y-SUUNNASSA (10X10 PILARILAATTA)									
Järjestely- tapa	Tukilinjat	Tavallinen yhdistelmä (Frequent) 1·SW+1·DL+1·PT+0,7·LL				Jännittämisen aikainen (Initial) 1,0·SW+1,15·PT			
		YP (σ) N/mm ²		AP (σ) N/mm ²		YP (σ) N/mm ²		AP (σ) N/mm ²	
		T	K	T	K	T	K	T	K
Banded-Distributed	Pilari (P)	3,71	-4,58	-5,92	2,24	-0,04	-2,44	-2,49	-0,19
Banded-Banded	Pilari (P)	4,05	-4,60	-6,16	2,34	0,27	-2,44	-2,77	-0,09
Banded-Distributed	Pilari (P) + Välikaista (VK)	5,37	-4,68	-7,66	2,38	-0,47	-2,30	-2,16	-0,27
Banded-Banded	Pilari (P) + Välikaista (VK)	4,96	-4,64	-7,17	2,07	-1,08	-1,87	-1,47	-0,72

Taulukko 4.48: Laskennassa saadut jännityksen tulokset 10x10 pilarilaatassa.

Järjestelytapojen tulokset eivät erotu toisistaan kovinkaan paljon x-suunnassa. Molemmissa järjestelytavoissa x-suunnan punosten määrät ovat samat, joten eroavaisuutta ei esiinny merkittävästi. Y-suunnassa tavallisen yhdistelmän (*Frequent*) tulokset eivät erotu toisistaan leveämmillä suunnittelukaistoilla juuri lainkaan, vaikka punoksia keskitettäisiin. Kapeammilla suunnittelukaistoilla järjestelytapojen tulokset eroavat hieman enemmän. Rakenteen paranevuus vaihtelee vuorotellen. Esimerkiksi tuella tavallisella yhdistelmällä rakenteeseen kohdistuu enemmän vetojännitystä, silloin kentällä rakenteeseen kohdistuu isompi puristusjännitys. Tavoite olisi saada vetojännitykset pienennettyä ja puristusjännitystä lisättyä.

JÄNNITYKSET X-SUUNNASSA (10X10 PILARILAATTA)					
Järjestely- tapa	Tukilinjat	Pelkästä jännitysvoimasta aiheutuva jännitys 1,0·PT			
		YP (σ) N/mm ²		AP (σ) N/mm ²	
		T	K	T	K
Banded-Distributed	Pilari (P)	-5,79	1,02	1,99	-4,49
Banded-Banded	Pilari (P)	-5,58	0,81	1,78	-4,59
Banded-Distributed	Pilari (P) + Välikaista (VK)	-7,71	1,17	3,93	-4,99
Banded-Banded	Pilari (P) + Välikaista (VK)	-8,56	1,37	4,72	-5,46
JÄNNITYKSET Y-SUUNNASSA (10X10 PILARILAATTA)					
Järjestely- tapa	Tukilinjat	Jännitysvoimasta aiheutuva jännitys 1,0·PT			
		YP (σ) N/mm ²		AP (σ) N/mm ²	
		T	K	T	K
Banded-Distributed	Pilari (P)	-3,88	0,47	1,66	-2,88
Banded-Banded	Pilari (P)	-3,55	0,41	1,47	-2,67
Banded-Distributed	Pilari (P) + Välikaista (VK)	-6,32	0,80	4,02	-3,18
Banded-Banded	Pilari (P) + Välikaista (VK)	-6,83	0,95	4,61	-3,38

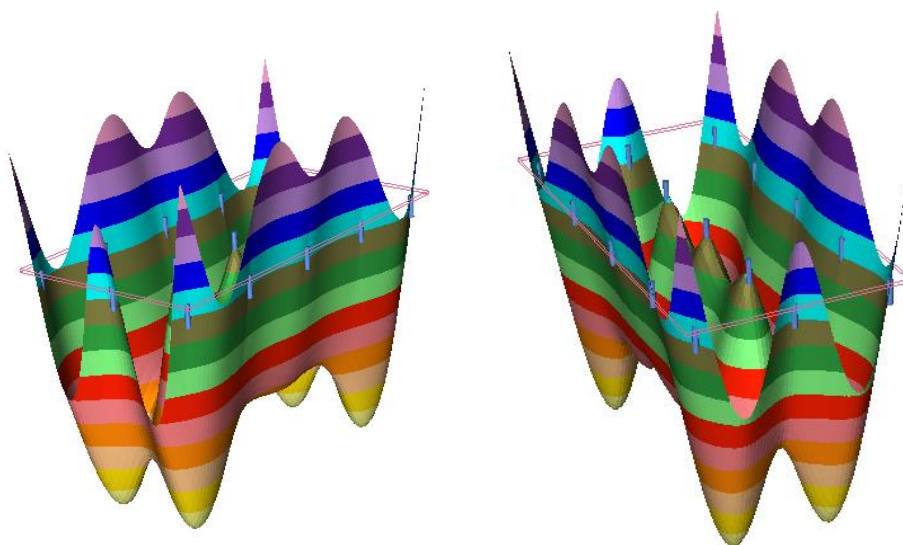
Taulukko 4.49: Laskennassa saadut tulokset 10x10 pilarilaatalle taulukkomuodossa.

Jännitysvoimasta aiheutuu yläpinnan tuella puristusjännitystä ja kentällä pieni vetojännitys. Alapintaan tuelle kohdistuu vetojännitystä ja kentällä puristusjännitystä. Kapeammilla suunnittelukaistoilla saadaan isommat jännitystilat.

TULOKSET 10X10 PILARILAATTA							
Järjestely- tapa	Tukilinjat	MRT (kNm)				Pitkäaikais- yhdistely (Quasipermanent)	Pelkästä jännitys- voimasta aiheutuva taipuma
		M_{max} x-linja		M_{max} y-linja		ΔQP (mm)	ΔPT (mm)
		T	K	T	K		
Banded-Distributed	Pilari (P)	-949,54	183,34	-932,60	200,01	6,99	-5,83
Banded-Banded	Pilari (P)	-943,91	184,66	-922,87	202,97	7,14	-5,64
Banded-Distributed	Pilari (P) + Välikaista (VK)	-949,54	183,34	-932,60	200,01	6,99	-5,83
Banded-Banded	Pilari + Välikaista (VK)	-943,91	184,66	-922,87	202,97	7,14	-5,64

Taulukko 4.50: Laskennassa saadut tulokset 10x10 pilarilaatalle.

Kentille syntyy positiivinen momentti ja tuelle negatiivinen momentti. Jännepunosten keskittäminen molempiin suuntiin luo isomman momentin molemmissa suunnissa. 10x10 pilarilaattarakenteessa taipuma on molemmilla järjestelytavoilla pienempi kuin $L/250$. Taipuma on hieman suurempi, kun punokset keskitetään molemmissa suunnissa. Pelkästä jännitysvoimasta aiheutuva taipuma yrittää taivuttaa rakennetta ylöspäin, kun taas kuormista aiheutuva taipuma taivuttaa rakennetta alaspäin. Taipumat ovat vastakkaisia toisiinsa katsoen. Järjestelytapojen eroavaisuudet pitkäaikaistaipumassa on esitetty kuvassa 4.51.



Kuva 4.51: Banded-distributed-järjestelytavan ja banded-banded-järjestelytavan pitkäaikaistaipumakuvaajat vertailussa.

JÄNNITYKSET X-SUUNNASSA (7X7 PILARILAATTA)									
Järjestely- tapa	Tukilinjat	Tavallinen yhdistelmä (Frequent) 1·SW+1·DL+1·PT+0,7·LL				Jännittämisen aikainen (Initial) 1,0·SW+1,15·PT			
		YP (σ) N/mm ²		AP (σ) N/mm ²		YP (σ) N/mm ²		AP (σ) N/mm ²	
		T	K	T	K	T	K	T	K
Banded-Distributed	Pilari (P)	-2,64	-1,61	-1,05	-1,61	-4,33	-0,29	0,15	-3,89
Banded-Banded	Pilari (P)	-2,38	-1,74	-1,27	-2,46	-4,01	-0,50	-0,15	-3,69
Banded-Distributed	Pilari (P) + Välikaista (VK)	-2,61	-1,83	-0,90	-1,81	-5,22	-0,17	1,07	-4,41
Banded-Banded	Pilari (P) + Välikaista (VK)	-2,09	-1,65	-1,26	-2,17	-5,58	-0,07	1,41	-4,44
JÄNNITYKSET Y-SUUNNASSA (7X7 PILARILAATTA)									
Järjestely- tapa	Tukilinjat	Tavallinen yhdistelmä (Frequent) 1·SW+1·DL+1·PT+0,7·LL				Jännittämisen aikainen (Initial) 1,0·SW+1,15·PT			
		YP (σ) N/mm ²		AP (σ) N/mm ²		YP (σ) N/mm ²		AP (σ) N/mm ²	
		T	K	T	K	T	K	T	K
Banded-Distributed	Pilari (P)	0,57	-0,90	-1,70	-0,64	-1,28	-0,36	-0,43	-1,41
Banded-Banded	Pilari (P)	0,82	-1,00	-1,91	-0,46	-0,93	-0,48	-0,67	-1,20
Banded-Distributed	Pilari (P) + Välikaista (VK)	1,05	-0,87	-1,53	-0,65	-2,55	-0,22	0,79	-1,54
Banded-Banded	Pilari (P) + Välikaista (VK)	-0,15	-0,70	-1,30	-0,75	-2,56	-0,01	0,89	-1,67

Taulukko 4.52: Laskennassa saadut tulokset 7x7 pilarilaatalle taulukkomuodossa.

Jännitystilat muuttuvat samalla tavalla lyhyemmällä jänneväliä kuin miten se muuttui pidemmällä jänneväleillä molemmissa järjestelytavoissa, eli jännitystilojen muuttuessa tuella parempaan suuntaan kentällä jännitystila muuttuu huonompaan suuntaan. Tämä tapahtuu molemmissa suunnissa. Y-suunnassa eroavaisuudet järjestelytavoissa ovat isommat, koska y-suunnassa esiintyvät harvansuunnan punokset jotka keskitetään, joten luonnollisesti eroavaisuudet ovat suuremmat.

JÄNNITYKSET X-SUUNNASSA (7X7 PILARILAATTA)					
Järjestely- tapa	Tukilinjat	Pelkästä jännitysvoimasta aiheutuva jännitys 1,0·PT			
		YP (σ) N/mm ²		AP (σ) N/mm ²	
		T	K	T	K
Banded-Distributed	Pilari (P)	-5,00	0,86	1,55	-4,18
Banded-Banded	Pilari (P)	0,72	-4,77	1,30	-4,09
Banded-Distributed	Pilari (P) + Välrikaista (VK)	-6,49	1,15	3,03	-4,74
Banded-Banded	Pilari (P) + Välrikaista (VK)	-6,86	1,23	3,36	-4,84
JÄNNITYKSET Y-SUUNNASSA (7X7 PILARILAATTA)					
Järjestely- tapa	Tukilinjat	Jännitysvoimasta aiheutuva jännitys 1,0·PT			
		YP (σ) N/mm ²		AP (σ) N/mm ²	
		T	K	T	K
Banded-Distributed	Pilari (P)	-2,46	0,43	0,98	-2,04
Banded-Banded	Pilari (P)	-2,16	0,17	0,77	-1,63
Banded-Distributed	Pilari (P) + Välrikaista (VK)	-4,35	0,69	2,82	-2,28
Banded-Banded	Pilari (P) + Välrikaista (VK)	-4,36	0,70	2,88	-2,16

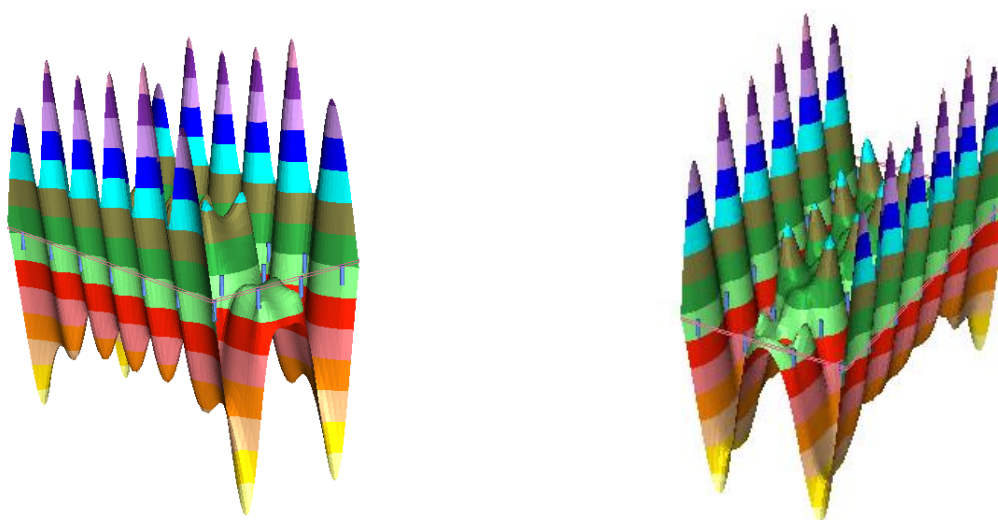
Taulukko 4.53: Laskennassa saadut tulokset 7x7 pilarilaatalle taulukkomuodossa.

Jännitysvoimasta saadut jännitystulokset ala- ja yläpinnassa seuraavat samaa mallia kuin pidemmällä jännevälillä. Ainut eroavuus esiintyy leveämmillä suunnittelukaistoilla punosten ollessa keskitettynä, tuolloin puristusjännitys muuttuu pieneksi vetojännitykseksi. Eroavuudet järjestelytapojen välillä eivät ole suuria y- eikä x-suunnassa.

TULOKSET 7X7 PILARILAATTA							
Järjestely- tapa	Tukilinjat	MRT (kNm)				Pitkäaikais- yhdistely (Quasipermanent)	Pelkästä jännitys- voimasta aiheutuva taipuma
		M_{max} x-linja		M_{max} y-linja		ΔQP (mm)	ΔPT (mm)
		T	K	T	K		
Banded-Distributed	Pilari (P)	-355,54	87,53	-347,02	92,42	1,36	-2,39
Banded-Banded	Pilari (P)	-351,89	88,22	-339,51	94,98	1,15	-2,27
Banded-Distributed	Pilari (P) + Välikaista (VK)	-355,54	87,53	-347,02	92,42	1,36	-2,39
Banded-Banded	Pilari + Välikaista (VK)	-351,89	88,22	-339,51	94,98	1,15	-2,27

Taulukko 4.54: Laskennassa saadut tulokset 7x7 pilarilaatalle taulukkomuodossa.

Punoksia keskittämällä taipuma on pienempi kyseisessä laattarakenteessa verrattuna punosten ollessa yhteen suuntaan keskitettynä. Pidemmällä jännevälillä oleva laatta taipui enemmän, kun punoksia keskitettiin molempiin suuntiin. Jännitysvoima taivuttaa rakennetta ylöspäin niissä kohdissa missä kuormat taivuttavat sitä alaspäin. Tässä pilarilaatassa taipuma pysyy vaatimusten puitteissa, eli taipuma on alle $L/250$. Järjestelytapojen taipumakuvaajia vertaillaan kuvassa 4.55.



Kuva 4.55: Banded-distributed-järjestelytavan ja banded-banded-järjestelytavan pitkäaikaistaipuman kuvaajat vertailussa.

4.8 Raudoitusmitoitus

Raudoitussuunnitelmat löytyvät liitteestä 4. Suunnitelmat ovat suoraan ADAPT-laskentaohjelmasta. ADAPT laskee valmiiksi tarvittavat raudoitukset ala- sekä yläpintaan. Raudoitustangon dimensiot voidaan valita samaan aikaan kun lisätään laskennan kriteerit, tällöin laskentaohjelma käyttää määrättyt dimensiot harjateräksille. Kriteerien asettaminen on esitetty kappaleessa 4.6. Taulukossa 4.56 on esitetty laatan yläpintaan tuleva raudoitustuen päällä. ADAPT laskee tarvittavan raudoituksen suunnittelukaistoittain. Samalla ADAPT huomioi jänneteräksiset ja sitä myöten raudoitustarve vähenee. Tuen päälle tuleva raudoitus y-suuntaan pysyy suunnilleen samana molemmissa järjestelytavoissa. Yläpinnan raudoituksen dimensioksi asetettiin 20mm halkaisijaltaan.

TUKIRAUDOITUKSEN DIMENSIOT 10x10 PILARILAATTA			
Järjestelytapa	Tukilinjat	Tukirauditus YP	
		x-suunta	y-suunta
Banded-Distributed	Pilari (P)	12 T20-4900mm	34 T20-6800mm
Banded-Banded	Pilari (P)	12 T20-4900mm	35 T20-6800mm
Banded-Distributed	Pilari (P) + Välikaista (VK)	5 T20-4900mm	35 T20-6800mm
Banded-Banded	Pilari (P) + Välikaista (VK)	7 T20-4900mm	25 T20-6800mm
TUKIRAUDOITUKSEN DIMENSIOT 7x7 PILARILAATTA			
Järjestelytapa	Tukilinjat	Tukirauditus YP	
		x-suunta	y-suunta
Banded-Distributed	Pilari (P)	-	4 T20-4300mm
Banded-Banded	Pilari (P)	-	4 T20-4300mm
Banded-Distributed	Pilari (P) + Välikaista (VK)	2 T20-3900mm	6 T20-6850mm
Banded-Banded	Pilari (P) + Välikaista (VK)	-	2 T20-4300mm

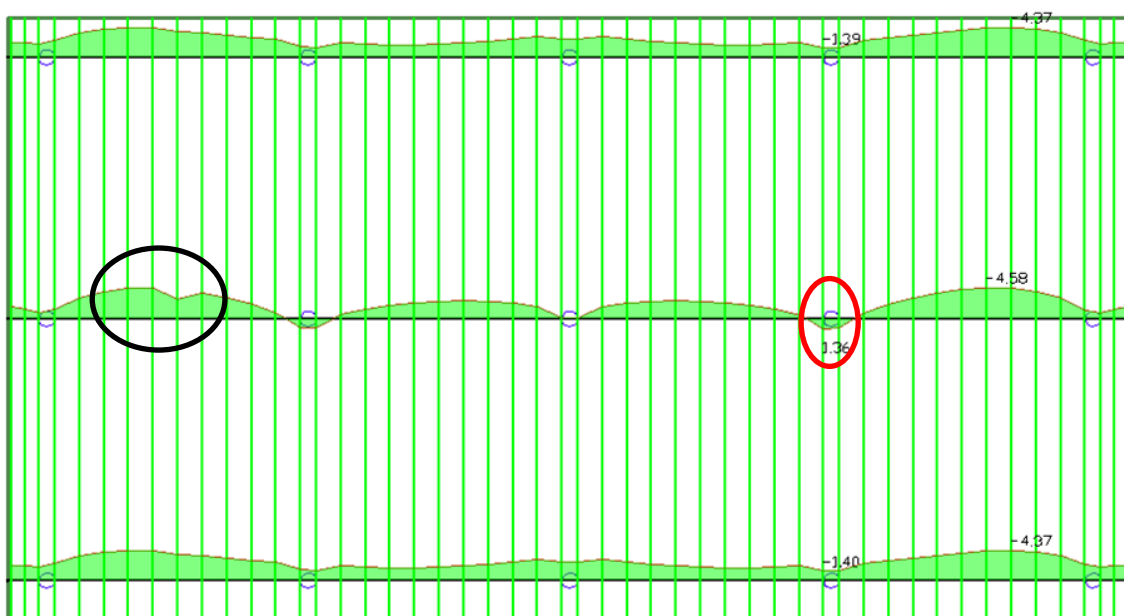
Taulukko 4.56: Tukiraudoituksen dimensiot.

Alapinnan betoniteräksen halkaisijan mitaksi asetettiin 12 mm. Alapinnan raudoitus estää vetolujuuden. Tämä tarkoittaa sitä, että kun kentällä esiintyy vetolujuutta alapinnassa raudoitustarve kasvaa. Keskittämällä punokset molempiin suuntiin saadaan aikaan isompi raudoitustarve. Tämä johtuu siitä, että raudoitustarve lisääntyy, kun suunnitellaan kapeammilla suunnittelukaistoilla. Koska kentällä sijaitsevien suunnittelukaistojen läpi ei

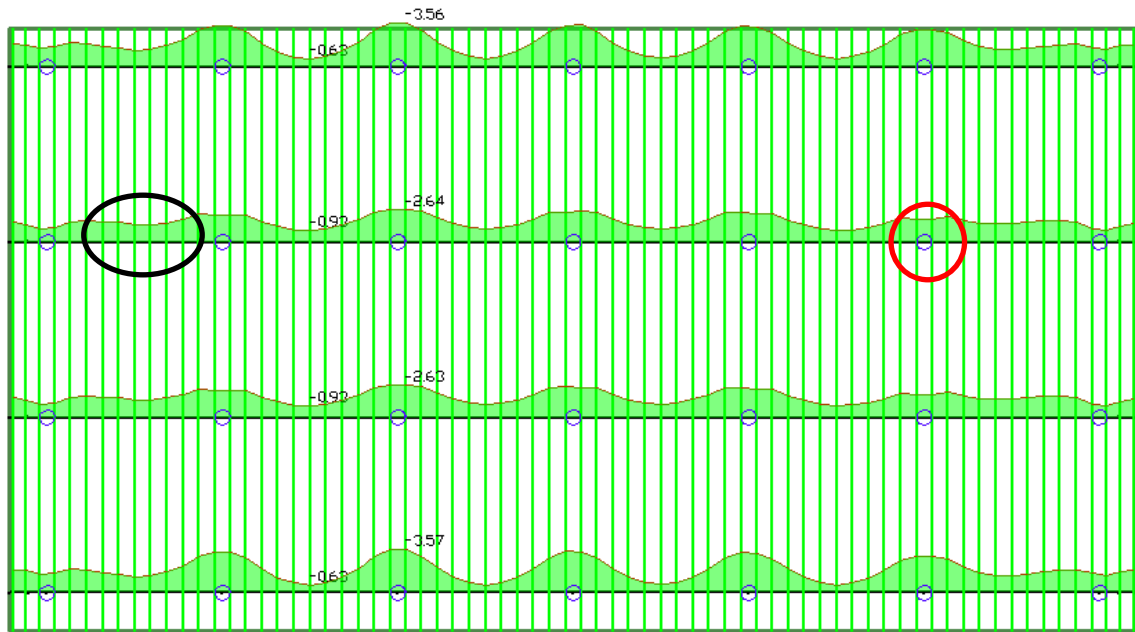
Yllämainittujen pääterästen lisäksi tulee suunnittelijan laskea lävistysraudoituksen koot ja määrät. Ankkureiden eteen tulee ankkurointialueen halkaisuteräksset jotka, estävät ankkurointivoimasta tulevat voimasuureet. Reunateräksset laatan reunoilla tulee myös muistaa.

4.9 Tulosten mittauskohdat

Laskentaesimerkin jännitystulokset ala- ja yläpinnassa on mitattu aina samasta kohtaa kauttaaltaan koko laskelmassa. Tulokset on esitetty taulukoissa kappaleessa 4.7. Kohdat mistä jännitykset on mitattu x-suunnassa löytyvät kuvasta 4.59 ja 4.60. Punainen ympyrä näyttää minkä pilarin päältä jännityksen arvot on otettu. Musta ympyrä näyttää mistä kohtaa kentän jännitykset on mitattu.

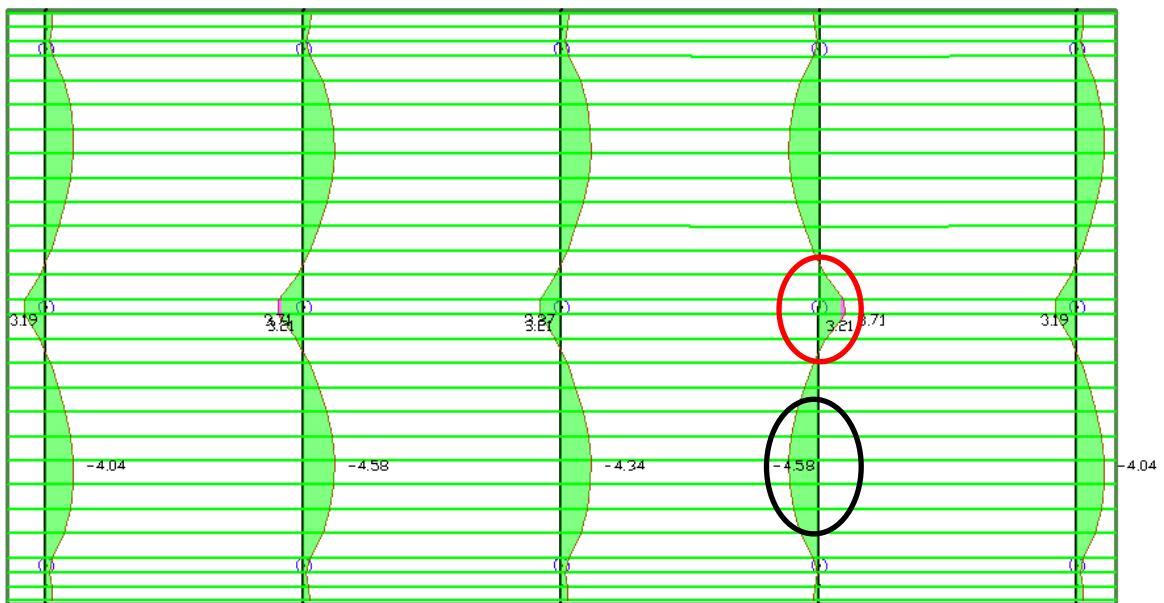


Kuva 4.59: Jännitystulosten mittauskohta x-suunnassa 10x10 pilarilaatassa.

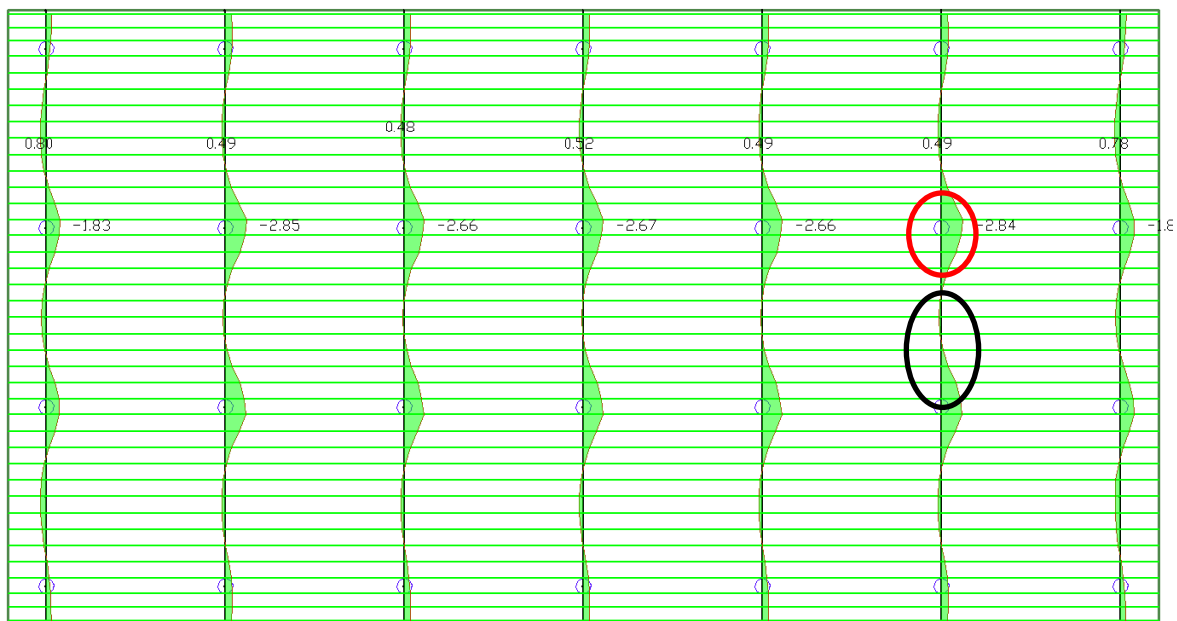


Kuva 4.60: Jännitustulosten mittaush kohta x-suunnassa 7x7 pilarilaatassa.

Y-suunnan jännitykset ala- ja yläpinnassa on otettu kuvan 4.61 ja 4.62 mukaisesti. Punaisen ympyrän kohdalla on mitattu jännitys tuen päältä ja mustan ympyrän kohdalla on mitattu kentän jännitys.



Kuva 4.61: Jännitustulosten mittaush kohta y-suunnassa 10x10 pilarilaatassa.



Kuva 4.62: Jännitystulosten mittauskohda y-suunnassa 7x7 pilarilaatassa.

Momentin arvo saatiin FEM-laskentaohjelmasta. Laskentaohjelmassa valittiin x- ja y-suunnan momentit ja tämän jälkeen momenttikuvaajista pystytettiin saamaan momentin suuruudet molemmissa suunnissa. Taipuma saatiin avaamalla taipumakuvaaja FEM-ohjelmasta ja tulkitsemalla sen avulla kuinka iso taipuma on.

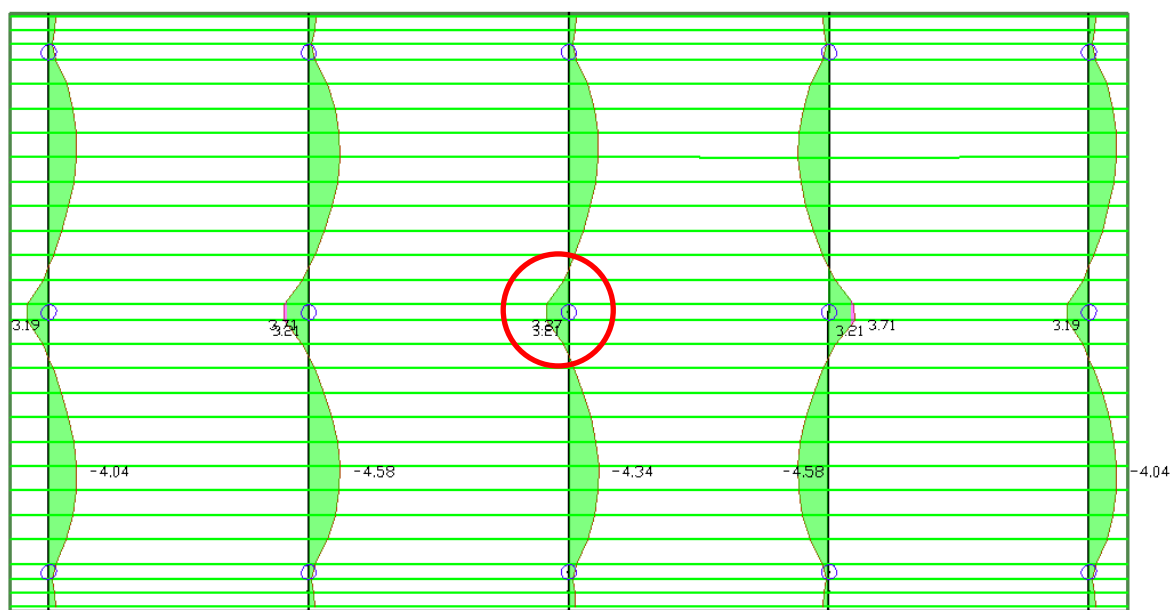
5 Johtopäätökset

Tässä opinnäytetyössä tutkittiin jännepunosten sijoittelun vaikutusta rakenteen toimivuuteen. Tutkimuksen päätavoitteena oli selvittää rakenteen toimivuus, kun punokset keskitetään molempiin suuntiin pilarilinjoilla. Tulokset perustuvat laskennassa saatuihin tuloksiin. Laskennassa tutkittiin kahta erikokoista pilarilaattarakennetta. Molempiin laskentamalleihin tehtiin kaksi erityyppistä mallia, missä suunnittelukaistat erottuivat toisistaan kuvien 4.29a, 4.29b, 4.30a ja 4.30b mukaisesti. USA:n normit kieltävät punosten keskittämisen molempiin suuntiin, mutta Suomen normeissa tähän asiaan ei oteta suoranaisesti kantaa. Tutkimuksen lopputuloksena saatiin selkeä ohje siitä, miten pilarilaatta suunnitellaan punosten ollessa keskitettynä molempiin suuntiin käyttäen ADAPT-laskentaohjelmaa. Tutkimuksessa saatiin myös selkeämpi kuva siitä mitkä ovat eroavaisuudet järjestelytapojen välillä.

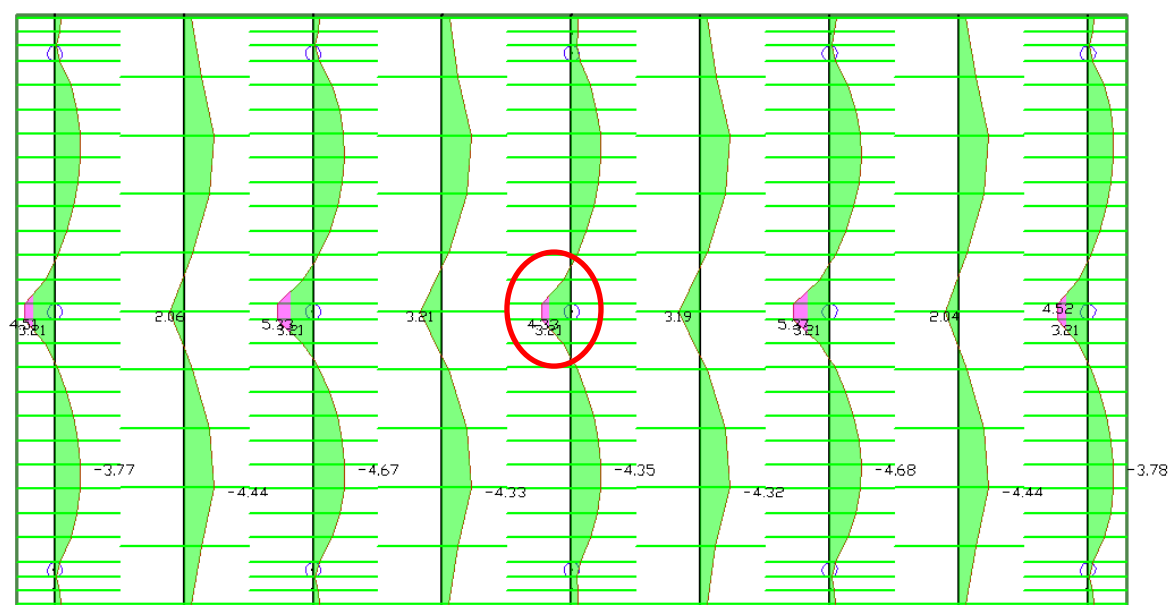
Laskennassa tarkasteltiin ala- ja yläpinnan jännityksiä eri kuormitusyhdistelmissä. Pilarilaatan alapinta suunniteltiin käyttörajatilassa halkeilemattomaksi. 10x10 pilarilaatassa yläpinta halkeilee käyttörajatilassa. Punosten keskittäminen ei aiheuta suuria jännitystilamuutoksia rakenteelle. Punosten keskittäminen ei aiheuttanut suuria eroavaisuuksia reunajännityksissä. Tämä koski kaikkia kuormitusyhdistelmätapauksia, joita tarkasteltiin. Eroavaisuudet suurenevät kapeampia suunnittelukaistoja käyttäessä. Laattarakenteet ovat tässä laskentaesimerkissä symmetrisiä. Eroavaisuudet voivat juuri symmetrisissä rakenteissa olla pieniä.

Taipumaa pystytään hallitsemaan jännepunosmäärillä. Jänneterästen määrää kasvattamalla saadaan taipumaa pienennettyä. Punoksia keskittämällä ja jänneväliä kasvattamalla taipuma suurenee. Pienemmällä jännevälillä tehty laskentamalli aiheutti punoksia keskitettäessä pienemmän taipuman kuin mitä se on, jos punokset ovat keskitettyjä vain yhteen suuntaan. Taipuma pysyy vaatimusten puitteissa myös, kun punoksia keskitetään molempiin suuntiin pilarilinjoilla. Punosten keskittäminen molemmissa suunnissa ei aiheuta ongelmia taipuman suhteen.

Suunnittelukaistojen merkitys laskennassa on suuri. Laskentaesimerkkiin luotiin suunnittelukaistat kahdella eri tavalla molempiin laattarakenteisiin. Tukilinjojen ollessa pilareiden päällä ovat suunnittelukaistat leveitä. Jos tukilinjat luodaan pilareiden päälle ja niiden väliin, saadaan kapeammat suunnittelukaistat. Kapeiden ja leveiden suunnittelukaistojen välinen tuloserot oli suuri. Kapeammilla suunnittelukaistoilla saatiin isommat reunajännitykset. Suunnittelukaistojen välillä huomattiin myös toinen eroavaisuus. Esimerkkinä tästä voisi mainita laskennassa saadut jännityserot. Kuvista 5.63 ja 5.64 ilmenee suunnittelukaistojen välinen eroavuus.



Kuva 5.63: Yläpinnan jännitystila leveillä suunnittelukaistoilla käyttörajatilassa.



Kuva 5.64: Yläpinnan jännitystila kapeampia suunnittelukaistoja käyttäen käyttörajatilassa.

Kuvista 5.63 ja 5.64 näkee, että leveämmillä suunnittelukaistoilla laatta ei halkeile tuen päällä kun taas kapeampia suunnittelukaistoja käyttäessä pilarin päällä esiintyy halkeilua. Jännityksen suuruus pilarin päällä on suunnilleen $\pm 1,5 \text{ N/mm}^2$ suurempi kun kapeampia suunnittelukaistoja käytetään. Suunnittelukaistojen merkitys on suurempi kun jänneväli kasvaa.

Betoniteräsmäärät ja jännepunosmäärät eivät pysy suhteellisina toisiinsa nähden. Jännepunosmäärää voisi pienentää mutta silloin jouduttaisiin kasvattamaan betoniteräsmäärää jotta rakenne ei halkeilisi jännityksen seurauksena. Jännepunosten määrää ei kannata säästellä liikaa sen takia, että saataisiin taloudellisimpia rakenteita. Järjestelytapojen välillä ei synny eroavaisuuksia raudoitusmäärässä. Jännityserojen ollessa pienet eri järjestelytapojen välillä ei raudoitusmäärissä synny suuria eroavaisuuksia. Eroavaisuus ilmeni suunnittelukaistojen välillä. Kapeampia suunnittelukaistoja käyttämällä raudoitusmäärä kasvaa molemmilla järjestelytavoilla. Punoksia keskitettäessä molempiin suuntiin pilarilinjoiille olisi kannattavaa käyttää kapeampia suunnittelukaistoja rakennemallissa. Tällöin kenttäalueiden läpi ei kulkisi punoksia, jonka seurauksena laskentaohjelma laskee kenttäalueelle isomman raudoitustarpeen. Kapeampien suunnittelukaistojen läpi ei kulkeudu yhtään jännepunosta, kun punokset keskitetään molempiin suuntiin. Tällöin laskentaohjelma laskee kentälle suuremman raudoitustarpeen.

Suurin materiaalimäärästä aiheutuva taloudellinen säästö aiheutuu punosten tuennasta. Punoksia keskittämällä molemmissa suunnissa saadaan punosten tuentaa pienennettyä kuten kuvassa 1.1 on esitetty kappaleessa 1. 10x10 pilarilaatassa punosten keskittämisen myötä saadaan yhden leveämmän suunnittelukaistan alueelta 10:stä punosryhmästä tuennat poistettua. Punoksia keskittämällä tuennan määrä vähenee merkittävästi ja se tuo taloudellisia säästöjä.

Saadut tulokset koskevat näitä kahta pilarilaattakokoa. Järjestelytapoja voitaisiin tutkia lisää. 12x12 pilarilaattarakenteella voisi tutkimusta jatkaa. Näillä kahdella laattarakenteella ei järjestelytapojen välillä ollut suuria eroavaisuuksia, mutta mitä tapahtuu jännevälien kasvaessa vielä 2 metrillä molempiin suuntiin? Tutkimuksessa kannattaa pitää samat punosmäärät jotta tulos olisi verrannollinen. Toinen mielenkiintoinen jatkotutkimuksen kohde olisi epäsymmetriset laattarakenteet. Syntyykö tuloksissa suurempia eroja jos punokset keskitetään epäsymmetrisissä laattarakenteissa. Tällöin saataisiin parempi käsitys siitä mitä reunajännityksille, taipumalle ja raudoitusmäärille tapahtuu.

Lähteet

ACI 318-11: Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary. Farmington Hills, MI 2011. American Concrete Institute.

ADAPT-Builder 2016 User Manual. 2016. ADAPT Structural Concrete Software.

Antonie E. Naaman., 2004. *Prestressed Concrete Analysis and Design: Fundamentals Second Edition*. Michigan: Techno Press 3000

Bijan O. Aalami. 2007. *Critical Milestones in Development of Post-Tensioned Buildings*. Concrete International

Bijan O. Aalami. 2007. *Design of vertical shear in transfer plates: Technical Note*. ADAPT: Structural Concrete Software System.

Bijan O. Aalami, Jennifer D. Jurgens. 2003. *Guidelines for the Design of Post-Tensioned Floors*. Concrete International

Bijan O. Aalami, Florian B. Aalami, Jeffrey Smillow, Ahmad Rahimian. 2016. *Novel Application of Post-Tensioning Solves High-Rise Design Challenges*. Concrete International

by 27 Tartunnattomat jänteet betonirakenteissa, Helsinki 1988. Suomen Betoniyhdistys ry.

by 65 Betoninormit 2016, Helsinki 2016. Suomen Betoniyhdistys ry.

by 69 Tartunnattomat jänteet betonirakenteissa, Helsinki 2017, Suomen Betoniyhdistys ry.

Heikkilä Jonas, 2016. *Jälkijännitettyjen betonisten välipohjien muodonmuutosten hallinta*. Espoo: Rakenne- rakennustuotantotekniikka. Aalto Yliopisto Insinööritieteiden korkeakoulu.

Hirsch J, Ahmed R, Baxi A. *Two-way Slabs Using a Dual Banded Tendon Layout*. Post-Tensioning Institute.

Integrated Reinforced and Post-Tensioned Concrete Slab Design Software ADAPT-Floor Pro (u.å). [Online]

<http://www.adaptsoft.com/specs-pro.php> [hämtat: 3.1.2018].

Jauhiainen J. Jännitetyt rakenteet, perusteet ja mitoitus. RIL-RKL-BY. Kurssimateriaali

Järvi Kuona Juho, 2012. *Pysäköintilaitoksen jälkijännitetyn välipohjan suunnittelu tartunnattomin jäntein*. Espoo: Rakenne- ja rakennustuotantotekniikka. Aalto Yliopisto Insinööritieteiden korkeakoulu.

Leskelä M. by 210 Betonirakenteiden suunnittelu ja mitoitus, Helsinki 2008, Suomen Betoniyhdistys ry.

Lindberg R & Kerokoski O. Luentomoniste syksy 2010. Teräsbetonirakenteet, Tampere 2010, Tampereen Teknillinen Yliopisto.

Min Sook Kim & Young Hak Lee, 2016. *Flexural Behavior of Posttensioned Flat Plates Depending on Tendon Layout*. Department of Architectural Engineering, Kyung Hee University

Pilarilaatat suunnitteluohje. 1989. Dalsbruk Oy Ab. Raudoitustekniikan kehitys

Post-tensioned Concrete Floors: A Guide to Design and Construction. Camberley 2008. The Concrete Centre

Ranua Risto, 2014. *Jännebetonirakenteen halkeilun hallinta tartunnattomia jännteitä käytettäessä*. Tampere: Rakennustekniikan koulutusohjelma. Tampereen Teknillinen Yliopisto.

RIL 201-1-2011. Suunnitteluperusteet ja rakenteiden kuormat. Helsinki 2011. Suomen Rakennusinsinöörien Liitto RIL ry.

SFS-EN 1990 + A1 + AC. Eurokoodi: Rakenteiden suunnitteluperusteet. Helsinki 2006. Suomen standardoimisliitto SFS.

SFS-EN 1991-1-1 + AC. Eurokoodi 1: Rakenteiden kuormat. Osa 1-1: Yleiset kuormat, tilavuuspainot, oma paino ja rakennusten hyötykuormat. Helsinki 2011. Suomen standardoimisliitto SFS.

SFS-EN 1992-1-1 + A1 + AC. Eurokoodi 2: Betonirakenteiden suunnittelu. Osa 1-1: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt. Helsinki 2015. Suomen standardoimisliitto SFS.

SFS-EN 10080: Hitsattavat betoniteräksset. Yleiset vaatimukset. Helsinki 2005. Suomen Standardoimisliitto SFS.

SFS-EN 13670: Betonirakenteiden toteutus. Helsinki 2010. Suomen standardoimisliitto SFS.

SFS-EN 1265-1: Prestressing steels. Part 1: General requirements. Helsinki 2014. Suomen Standardisoimisliitto SFS.

SFS-EN 1265-3: Prestressing Steels. Part 3: Strand. Helsinki 2014. Suomen Standardisoimisliitto SFS.

Toriseva Tuomas, 2014. *Pilarilaattojen suunnittelu eurokoodien mukaan*. Tampere: Rakennustekniikan koulutusohjelma. Tampereen Teknillinen Yliopisto.

Tuomola Joonas, 2015. *Tartunnattomin jäntein jännitetyn pilarilaatan mitoitus Eurokoodien mukaan*. Tampere: Rakennustekniikan koulutusohjelma. Tampereen Teknillinen Yliopisto.

Sammanfattning på svenska

1 Inledning

Planering av efterspända konstruktioner har de senaste tiderna varit en stigande trend. I Finland planerar man allt oftare i dagens läge efterspända konstruktioner med spännarmering utan vidhäftning (UnBonded / UB-linor). UB-linor är enkla att använda samt installera. Spännarmeringen kan placeras i konstruktionen på olika sätt. I pelarplattor brukar man mest använda sig av metoden banded-distributed. Banded-distributed innebär att spännarmeringen är centrerad i ena riktningen på pelarna och i andra riktningen jämnt fördelad över hela tvärsnittsarean. Alternativt kunde man placera spännarmeringen centrerad på pelarna i båda riktningarna, detta sätt kallas banded-banded. Banded-banded metoden minskar märkbart på spännarmeringens stöd, detta leder till inbesparing i materialåtgången vilket leder till mindre kostnader. Så att konstruktören kan producera pålitliga planer, är det nödvändigt att få en tydlig anvisning som påvisar eventuella för- och nackdelar med banded-banded metoden. De finska normerna tar ingen hänsyn till centrerandet av linorna i båda riktningarna medan USA:s normer förbjuder centrerandet av linorna i båda pelare riktningarna.

Denna undersökning har två mål. Det första målet är att ta reda på hur påverkar banded-banded metoden materialåtgången. Går det åt mera vanlig armering? Då materialåtgången eventuellt förändras, förändras också kostnaderna. Det andra målet är att ta reda på hur påverkar banded-banded metoden konstruktionens egenskaper och till vilka konstruktionstyper skulle denna metod passa. Hålls nedböjningen innanför kraven som normerna ställer?

Undersökningen utförs med hjälp av en kalkyl del. Utgående från beräkningarna kan man göra eventuella slutsatser. Undersökningen begränsas till pelarplattor som är efterspända. Spännarmeringen som används i undersökningen är spännarmering utan vidhäftning, det vill säga UnBonded. I undersökningens kalkyl kommer det att analyseras två olika stora pelarplattor som fungerar som mellanbjälklag i en kontorsbyggnad.

2 Material

2.1 Betong

Materialen som används vid efterspända betongkonstruktioner är betong, vanlig armering (kamstål) och spännarmering. Betong är ett material som är väldigt bra vid bärande konstruktioner. Betongens formbarhet är bra, ändring av formens geometri ändrar betongkonstruktionens form. Betongens främsta egenskap är dess goda tryckhållfasthet. Betongen håller bra tryck. Genom att ändra betongens hållfasthetsklass ändras betongens tryckhållfasthet. För att få reda på betongens tryckhållfasthet utförs det tryckprov av en färdig betongmassa som härdat i 28 dygn.

Betongens draghållfasthet är en egenskap som är viktig att förstå då man planerar betongkonstruktioner. Förstår man inte sig på betongens draghållfasthet så kan det leda till att betongen spricker. Betongen spricker om dragspänningen i betongen överskrider betongens draghållfasthet. Då betongen spricker påverkar det exempelvis nedböjningen.

Betongen är inte ett lineärt fungerande material i och med dess spännings- och tryckeegenskaper. Ända tills man uppnår 40% av maximalspänningen beter sig betongen lineärt. För att kunna uppskatta materialets styvhet ger man det ett tal som kallas elasticitetsmodul. Elasticitetsmodulen är beroende av betongens konsistens och där efter är beroende av tiden. Betongens elasticitetsmodul får man beräknat då man vet betongens hållfasthetsklass.

Förutom dessa tre egenskaper bör en konstruktör kunna beakta betongens krympning och krypning. Betongens krympning är beroende av tiden samt av många andra faktorer. När betongen börjar torka och härda påbörjas krympningen av betongen. Betongens krympning går att matematiskt beräkna. Då man vet krympningen förorsakad av torkning samt den inre krympningen kan man beräkna den totala krympningen. I efterspända konstruktioner är krympningens påverkan större än vad den är för vanligt armerade betongkonstruktioner. Detta beror på att spänningskraften ger en lika riktad förändring åt konstruktionen som krympningen ger. Betongens krypning är en funktion av betongmassans konsistens och de yttre omständigheternas påverkan. Betongmassans vattencementtal och formen på konstruktionen påverkar krypningen. Orsaken till betongens krypning vet man inte med säkerhet men en faktor kan vara cementens krypning. Betongens krypningstal fås från Eurokod 2.

2.2 Armering (Kamstål)

Armeringens egenskaper fastställs i *SFS-EN 10080: Hitsattavat betoniteräkset*. Den mest använda betongarmeringen är B500B vilket visar att armeringen har en draghållfasthet på 500 MPa. För att få det dimensionerande värdet för armeringens hållfasthet bör man ta det karakteristiska värdet (t.ex. 500MPa) dividerat med armeringens partialkoefficient. Betongen har hög tryckhållfasthet men låg draghållfasthet och tål inte dragspänningar utan att konstruktionen armeras. Betongkonstruktioner armeras vanligtvis för att ta dragspänningar. Armeringen har bra draghållfasthet.

Armeringen fungerar lineärt ända tills den brister. Då armeringen brister överstiger spänningen hållfastheten. Så som betongen har också armeringen en egen elasticitetsmodul. Elasticitetsmodulen för vanlig armering är 200000 MPa. Det egentliga värdet för elasticitetsmodulen är mellan 195000 MPa och 210000 MPa.

2.3 Spännarmering (UnBonded)

Denna undersökning fokuserar sig på spännarmering utan vidhäftning (se bild 2.8). I Finland brukar man oftast använda sig av just denna spännarmering. Spännarmeringen skall uppfylla vissa krav som ställs i Eurokod 2. Spännarmering utan vidhäftning består utav själva spännarmeringen som skyddas med ett korrosionsförhindrande fett och ett plaströr över hela dess längd. Då man använder sig av denna sorts spännarmering förflyttas krafterna till konstruktionen via ankarstyckena i ändan av konstruktionen. Den andra typen av spännarmering som finns är spännarmering med vidhäftning.

Spännarmeringen har en större draghållfasthet än vanlig armering. Spännarmeringens draghållfasthet för den mest använda kvaliteten utan vidhäftning är 1860 MPa. Draghållfastheten för vanlig armering är 500 MPa. Elasticitetsmodulen för spännarmering är 195 GPa. Värdet är ett uppskattat värde och den egentliga elasticitetsmodulen ligger mellan 180 GPa och 210 GPa.

3 Efterspända betongkonstruktioner

Betongkonstruktioner kan vara för- eller efterspända. De förspända konstruktionerna tillverkas på en betongfabrik som element. De efterspända konstruktionerna görs på fältet och spänns efter att betongen har härdat. Dessa konstruktioner är platsgjutna. Efterspända konstruktioner planeras sprickfria i bruksgränstillstånd.

Efterspända konstruktioners armering placeras i formen förrän betongen gjuts och efter att betongen härdat spänns linorna. Spänningskraften förflyttar sig som tryck via ankarna och styrkrafterna via armeringen till konstruktionens ända. Förflyttningen beror på linans geometri. Från en lina med rak geometri förflyttas endast tryckkraft till konstruktionen. Med en spännarmering med svajande geometri (se bild 3.14) får man en jämnare tryckspänning till ändan av konstruktionen.

Efterspända konstruktioner kan konstrueras t.ex. som en pelarplatta (se bild 3.16) och balkplatta (se bild 3.15) med mera. Alla efterspända konstruktioner är platsgjutna. I denna undersökning koncentreras det på en pelarplatta som är efterspänd med spännarmering utan vidhäftning. En pelarplatta består av en jämntjock betongplatta som stöds med pelare. Pelarens geometri kan vara fyrkantig eller rund. Då man planerar pelarplattor är det viktigt att granska plattans genomstämpling. Betongplattan måste förstärkas om det finns risk för genomstämpling.

3.1 Placering av spännarmering utan vidhäftning

Då man placerar spännarmeringen i konstruktionen är det speciellt viktigt att ta i beaktande att betongen skall vibreras (tätas). I en pelarplatta får spännarmeringen placeras högst i 5 linors grupper. I by 69 boken på sidan 34 finns en klar bild över hur linorna skall placeras. Det finns vissa mått som måste uppfyllas angående placering av armering i en platta. Det måste t.ex. vara tillräckligt stort avstånd mellan vanliga armeringen och spännarmeringen.

Spännarmeringen måste monteras på stöd och fastsättas i dessa. Dessa stöd (se bild 3.20) får ha ett avstånd på max. 1,2 meter från varandra. Vid ändan av konstruktionen kan detta mått vara lite tätare. Pelarplattor kan göras med en metod som kallas *Free Tendon Layout*. Denna metod innebär att spännarmerings stöd kan tas bort och då sparar man massivt i materialåtgång. Ankarstyckena befinner sig i båda ändorna av konstruktionen och dessa områden bör planeraren ta noga hänsyn till. T.ex. krafterna som bildas vid spännandet av linorna orsakar sprickor i ändan om inte konstruktören tagit i hänsyn detta och tillagt armering (halkaisurauditus) som hindrar sprickbildningen.

3.2 Dimensionering av efterspända konstruktioner (Huvuddrag)

Vid dimensionering av efterspända konstruktioner finns det mycket man skall ta hänsyn till. Linorna skall spännas till en viss spänning vilken kan beräknas matematiskt. Genast då linorna spänts börjar spänningen i linorna minska. Detta beror på de direkta förlusterna. De direkta förlusterna bör tas i beaktande vid dimensioneringen. De direkta förlusterna beror på betongens deformation, friktionen och ankarens förflyttning. Friktions förlusten beror på plaströrets och spännarmeringens olika egenskaper. En märklig orsak till friktionsförluster är den friktion som bildas mellan plaströret och spännarmeringen då linan ändrar riktning i konstruktionen. Friktionsförlusten går matematiskt att räkna ut då man vet friktionskoefficienten och vågighetstalet. Den sista direkta förlusten är förlusten som bildas då ankaren glider. Till denna förlust tas i beaktande kilens glidning inne i ankaren samt ankarens deformation.

Förutom de direkta spänningsförlusterna bör man ta i beaktande de långvariga spänningsförlusterna vid dimensionering av efterspända konstruktioner. De långvariga förlusterna tas i beaktande genom betongens krympning och krypning, som följd av betongens deformation minskar även spänningen. Den andra långvariga förlusten är relaxationen. Denna förlust orsakas av dragspänningen. Relaxationen är en förlust som påbörjas direkt efter spänning av linorna och fortsätter under lång tid. Alla förluster går att räkna ut matematiskt. Dessa beräkningar kan göras med hjälp av FEM program, t.ex. ADAPT-House Builder 2016. Formlerna som behövs för dimensionering av denna typs konstruktioner finns nämnda i kapitel 3.4. ADAPT tillverkar program med vilka man kan analysera olika typers konstruktioner och speciellt efterspända konstruktioner. ADAPT programmen är de enda som för tillfället är lämpade för dimensionering av spännarmering.

4 Räkneexempel

Denna undersökning utförs som ett räkneexempel var spännarmerings placerings metoderna banded-distributed och banded-banded jämförs (se bild 1.1). Målet är att med hjälp av beräkningarna få en klar bild över hur konstruktionen påverkas av att centrera spännarmeringen på pelarna. Pelarplattan som modellerades in i FEM-programmet har en tjocklek på 350mm och pelarna en diameter på 600mm. Den ena pelarplattan har en spännvidd på 10 meter mellan pelarna i båda riktningarna (se bild 4.26). Den andra pelarplattan har en spännvidd på 7 meter mellan pelarna i båda riktningarna (se bild 4.27). Till båda plattorna gjorde man design sektioner på två olika sätt (se bild 4.29a,b & 4.30a,b).

Det ena sättet var att ha stömlinjerna på pelarna och då blev design sektionerna i 10x10 pelarplattan 10 meter, 5 meter åt båda hållen från pelarna. Det andra sättet var att design sektionerna gjordes smalare och då fick ett område som var 5 meter totalt. Då placerades stömlinjerna på pelarna samt mellan pelarna. Motsvarande stil i 7x7 pelarplattan.

Räknedelen gick ut på att analysera de två olika pelarplattorna. Först banded-distributed metoden och sedan med banded-banded metoden. Räknandet började med att få nedreytan av pelarplattan sprickfri i bruksgränstillstånd och då man fick det visste man de spännarmerings mängder vi skulle använda oss av. För att jämförelsen skulle vara så realistisk som möjligt skulle samma mängder användas vid båda metoderna. X-riktingens spännarmeringsmängd blir samma i båda metoderna medan y-riktnings spännarmering centrerades på pelaren vid banded-banded metoden. För att få samma mängder då man centrerade gick centreringen enligt följande. För en pelare centrerade man den mängd spännarmering som fanns på området (se bild 4.35) 5 meter åt båda hållen av pelaren. I den mindre pelarplattan var motsvarande område 3,5 meter från båda sidorna av pelaren.

Till FEM-programmet skall konstruktören ange kriterier i början av räknandet. Kriterierna gäller t.ex. vilken bestämmelse man följer osv. Annat viktigt man skall ange är materialegenskaperna för de olika materialen man använder sig av. För spännarmeringen bör man även ange geometrin och då ger man mått på hur mycket svajar geometrin. Måttet man anger brukar förkortas *CGS*, detta mått mäts från spännarmerings tyngdpunkt till närmaste konstruktionsyta.

4.1 Lastfallen

Belastningsfallen är enligt Eurokoderna. Belastningsfallen är i bruks- och brottgränstillstånd. Belastningsfallen är många och måste alla tas i beaktande men för denna undersökning är följande fall de viktigaste. Belastningsfallen finns i kapitel 4.5.

i bruksgränstillstånd:

$$1,0 \cdot SW + 1,0 \cdot DL + 1,0 \cdot PT + 0,7 \cdot LL$$

$$1,0 \cdot SW + 1,0 \cdot DL + 1,0 \cdot PT + 0,6 \cdot LL$$

$$1,0 \cdot SW + 1,15 \cdot PT$$

$$1,0 \cdot PT$$

och i brottgränstillstånd:

$$1,15 \cdot SW + 1,15 \cdot DL + 1,5 \cdot LL + 1,0 \cdot HYP$$

5 Slutsats

Resultaten från undersökningen är sammanställda i en tabell i kapitel 4.7. I undersökningen undersöktes två olika stora efterspända pelarplattor. Spännarmeringen var utan vidhäftning. Som mål var det att få en klar uppfattning om det fanns någon nytta av att börja placera kablarna i vissa fall centrerade i båda riktningarna på pelarna samt hur skulle konstruktionen reagera på detta.

Spänningstillstånden i konstruktionen förändrades inte märkbart fastän man centrerade kablarna i båda riktningarna. Då man använde sig av bredare design sektioner i FEM-modellen förändrades resultaten mellan placeringssätten mindre. Medan då man använde sig av smalare design sektioner i FEM-modellen var skillnaden mellan placeringssätten betydligt större. Dessa plattor var till geometri symmetriska och därför kunde man undersöka hur detta påverkas om geometrin är osymmetrisk. Nedböjningen var större om man centrerade linorna i båda riktningarna. Värdena för nedböjningen hölls innanför givna gränsvärden. För den mindre pelarplattan var nedböjningen mindre då man centrerade linorna i båda riktningarna än vad den var med banded-distributed metoden.

Då man planerar efterspända konstruktioner och i synnerhet som pelarplattor med banded-banded metoden skulle det vara bra att använda sig av smalare design sektioner. FEM-programmet tar till hänsyn linorna som finns innanför design sektionerna. I och med att man centrerar linorna i båda riktningarna på pelaren vid banded-banded metoden kommer det att ge planeraren ett fall var det inte går en ända lina igenom design sektionen vid fältet då man använder sig av mindre design sektioner. Detta kommer leda till att FEM-programmet ger ett större armeringsbehov till fältet än vad det skulle ge med bredare design sektioner. Den största skillnaden förekommer i spännarmerings stöden. Då man centrerar linorna i båda riktningarna går det åt mindre stöd och i och med det gör man ekonomiska inbesparingar. En annan märkbar sak och något att tänka på är design sektionerna och deras bredd. Bredden på design sektionerna påverkade resultatens storlek (se bild 5.63 & 5.64) och med smalare design sektioner får man större spänning än vid bredare sektioner. Resultaten från uträkningarna är för dessa två pelarplattor som har undersökts, de gäller inte generellt för pelarplattor.

Liite 1: Betonin lujuus ja muodonmuutosominaisuudet.

Betonin lujuusluokka															Analyttinen yhteys/viittaus
f_{ck} (MPa)	12	16	20	25	30	35	40	45	50	55	60	70	80	90	
$f_{ck, cube}$ (MPa)	15	20	25	30	37	45	50	55	60	67	75	85	95	105	
f_{cm} (MPa)	20	24	28	33	38	43	48	53	58	63	68	78	88	98	$f_{cm} = f_{ck} + 8(\text{MPa})$
f_{ctm} (MPa)	1,6	1,9	2,2	2,6	2,9	3,2	3,5	3,8	4,1	4,2	4,4	4,6	4,8	5,0	$f_{ctm} = 0,30 \times f_{ck}^{(2/3)} \leq C50/60$ $f_{ctm} = 2,12 \cdot \ln(1 + (f_{cm}/10)) > C50/60$
$f_{ctk, 0,05}$ (MPa)	1,1	1,3	1,5	1,8	2,0	2,2	2,5	2,7	2,9	3,0	3,1	3,2	3,4	3,5	$f_{ctk, 0,05} = 0,7 \times f_{ctm}$ 5 % fraktiili
$f_{ctk, 0,95}$ (MPa)	2,0	2,5	2,9	3,3	3,8	4,2	4,6	4,9	5,3	5,5	5,7	6,0	6,3	6,6	$f_{ctk, 0,95} = 1,3 \times f_{ctm}$ 95 % fraktiili
E_{cm} (GPa)	27	29	30	31	33	34	35	36	37	38	39	41	42	44	$E_{cm} = 22[(f_{cm})/10]^{0,3}$ (f_{cm} MPa)
ε_{c1} (‰)	1,8	1,9	2,0	2,1	2,2	2,25	2,3	2,4	2,45	2,5	2,6	2,7	2,8	2,8	ks. kuvaa 3.2 $\varepsilon_{c1}(\text{‰}) = 0,7 f_{cm}^{0,31} \leq 2,8$
ε_{cu1} (‰)	3,5									3,2	3,0	2,8	2,8	2,8	ks. kuvaa 3.2 kun $f_{ck} \geq 50$ Mpa $\varepsilon_{cu1}(\text{‰}) = 2,8 + 27[(98 - f_{cm})/100]^4$
ε_{c2} (‰)	2,0									2,2	2,3	2,4	2,5	2,6	ks. kuvaa 3.3 kun $f_{ck} \geq 50$ Mpa $\varepsilon_{c2}(\text{‰}) = 2,0 + 0,085(f_{ck} - 50)^{0,53}$
ε_{cu2} (‰)	3,5									3,1	2,9	2,7	2,6	2,6	ks. kuvaa 3.3 kun $f_{ck} \geq 50$ Mpa $\varepsilon_{cu2}(\text{‰}) = 2,6 + 35[(90 - f_{ck})/100]^4$
n	2,0									1,75	1,6	1,45	1,4	1,4	kun $f_{ck} \geq 50$ Mpa $n = 1,4 + 23,4[(90 - f_{ck})/100]^4$
ε_{c3} (‰)	1,75									1,8	1,9	2,0	2,2	2,3	ks. kuvaa 3.4 kun $f_{ck} \geq 50$ Mpa $\varepsilon_{c3}(\text{‰}) = 1,75 + 0,55[(f_{ck} - 50)/40]$
ε_{cu3} (‰)	3,5									3,1	2,9	2,7	2,6	2,6	ks. kuvaa 3.4 kun $f_{ck} \geq 50$ Mpa $\varepsilon_{cu3}(\text{‰}) = 2,6 + 35[(90 - f_{ck})/100]^4$

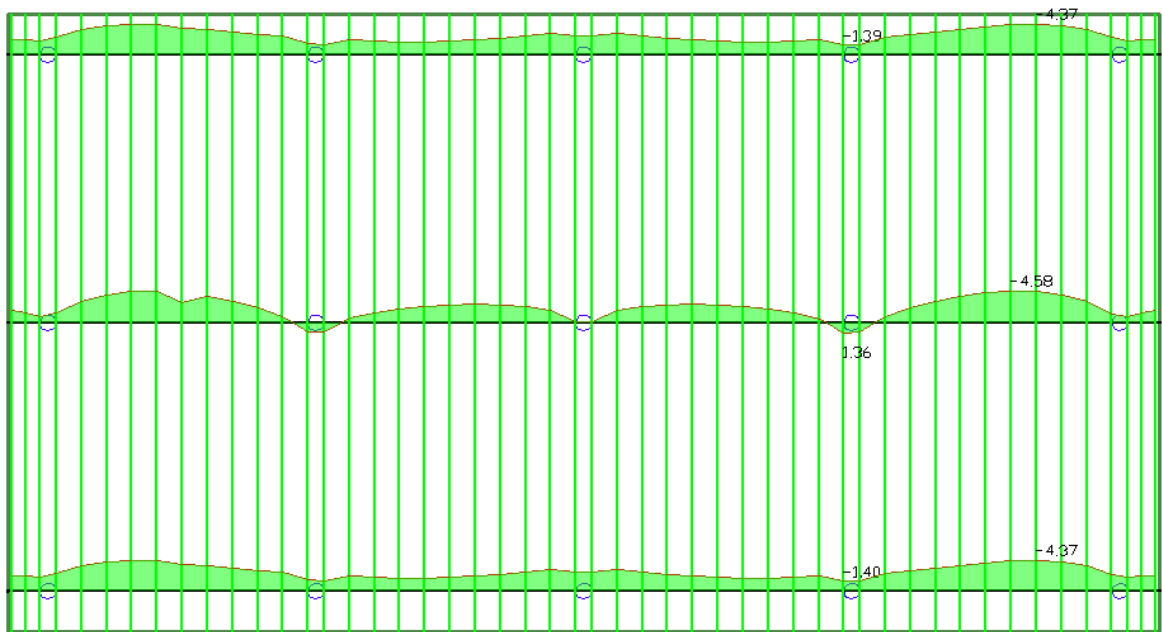
Kuva L1.1: Betonin lujuus- ja muodonmuutosominaisuudet. [SFS-EN 1992-1-1 + A1 + AC, 30]

Liite 2: Hyötykuormien pienennyskertoimet.

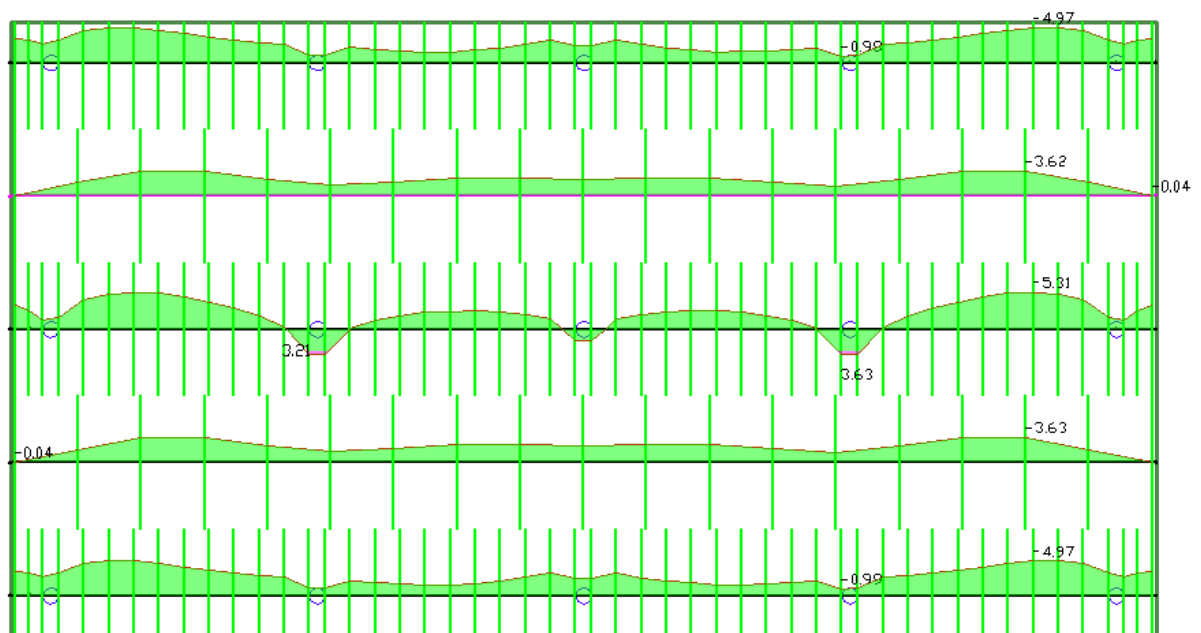
Kuorma	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Hyötykuormat rakennuksissa, luokka (SFS-EN 1991-1-1)			
Luokka A: asuintilat	0,7	0,5	0,3
Luokka B: toimistotilat	0,7	0,5	0,3
Luokka C: kokoontumistilat	0,7	0,7	0,3
Luokka D: myymälätilat	0,7	0,7	0,6
Luokka E: varastotilat	1,0	0,9	0,8
Luokka F: liikennöitävät tilat, ajoneuvon paino ≤ 30 kN	0,7	0,7	0,6**)
Luokka G: liikennöitävät tilat, $30\text{kN} < \text{ajoneuvon paino} \leq 160$ kN	0,7	0,5	0,3**)
Luokka H: vesikatot	0	0	0
Lumikuorma (katso SFS-EN 1991-1-3)* ¹ kun			
$s_k < 2,75 \text{ kN/m}^2$	0,7	0,4	0,2
$s_k \geq 2,75 \text{ kN/m}^2$	0,7	0,5	0,2
Jääkuorma *** ¹	0,7	0,3	0
Rakennusten tuulikuormat (SFS-EN 1991-1-4)	0,6	0,2	0
Rakennusten sisäinen lämpötila (ei tulipalossa) (SFS-EN 1991-1-5)	0,6	0,5	0
<p>*¹ Ulkotasoilla ja parvekkeilla $\psi_0 = 0$ luokkien A, B, F ja G yhteydessä. Huomautus: Mikäli rakennuksessa on eri kuormaluokkia, joita ei voi erotella omiin selviin ryhmiinsä, käytetään ψ-arvoja, jotka antavat epäedullisimman vaikutuksen. **¹ Ajokäytävillä $\psi_2 = 0$ ***¹ Koskee huurtumisesta, jäätävästä sateesta ja räntäsateesta aiheutuvia jääkuormia</p>			

Kuva L2.1: Hyötykuormien pienennyskertoimet.

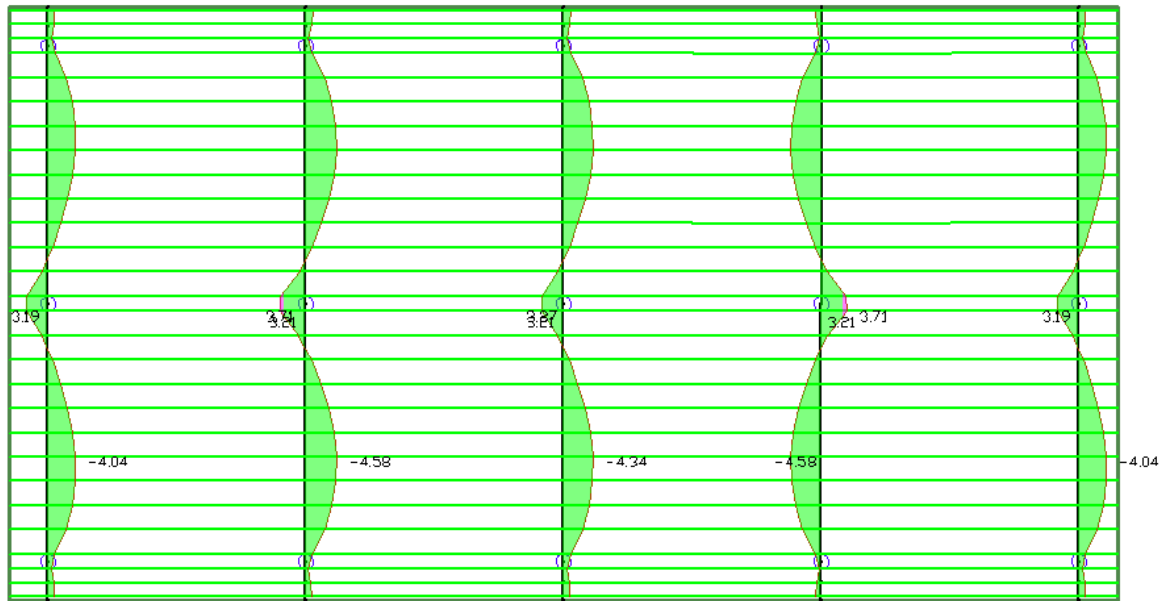
Liite 3: 10x10 pilarilaatan banded-distributed-menetelmän kuvaajat.



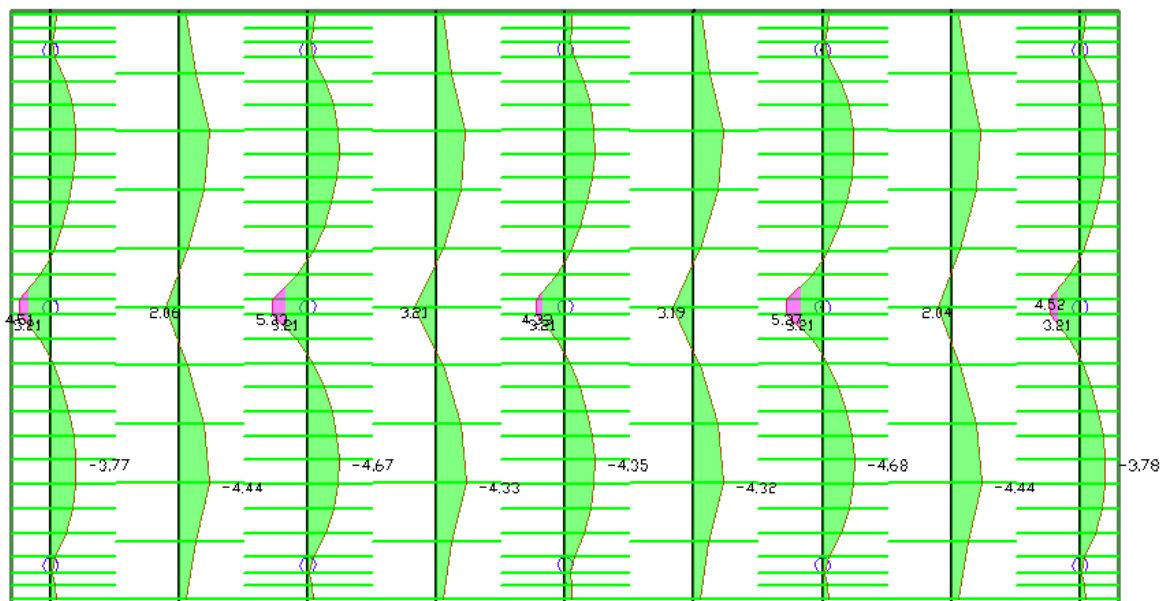
Kuva L3.1: X-suunnan YP jännitystila tavallinen yhdistelmän ja leveiden suunnittelukaistojen kanssa.



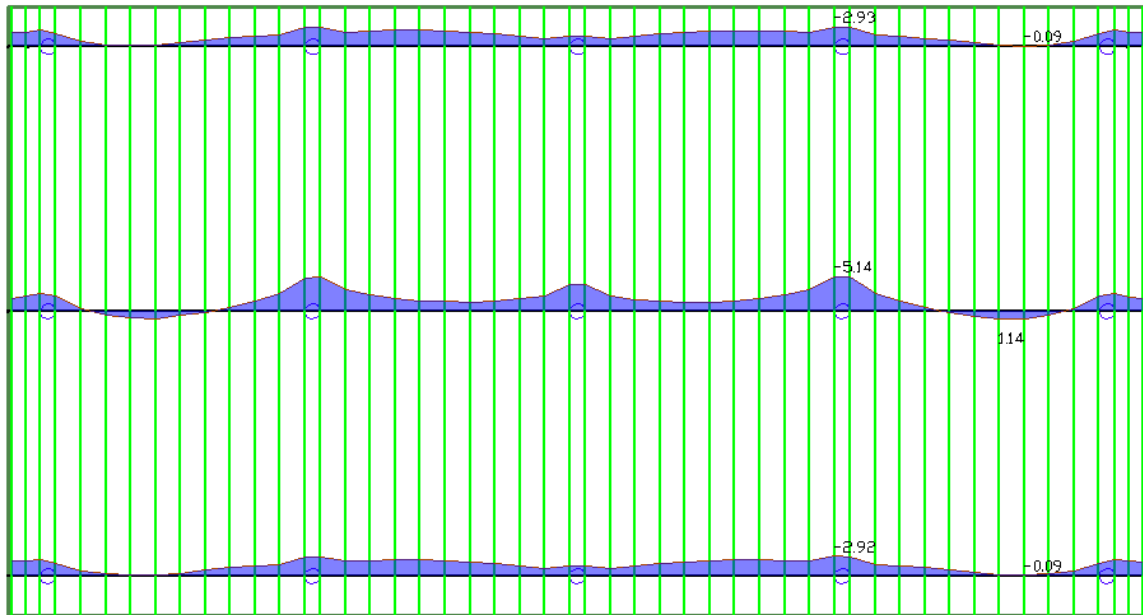
Kuva L3.2: X-suunnan YP jännitystila tavallinen yhdistelmän ja kapeiden suunnittelukaistojen kanssa.



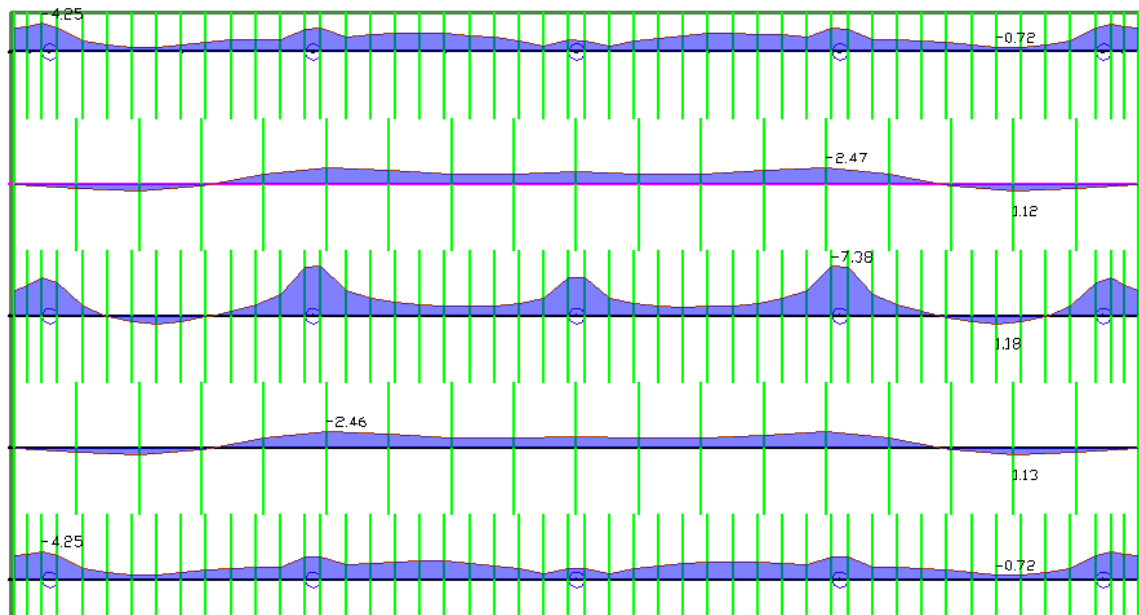
Kuva L3.3: Y-suunnan YP jännitystila tavallinen yhdistelmän ja leveiden suunnittelukaistojen kanssa.



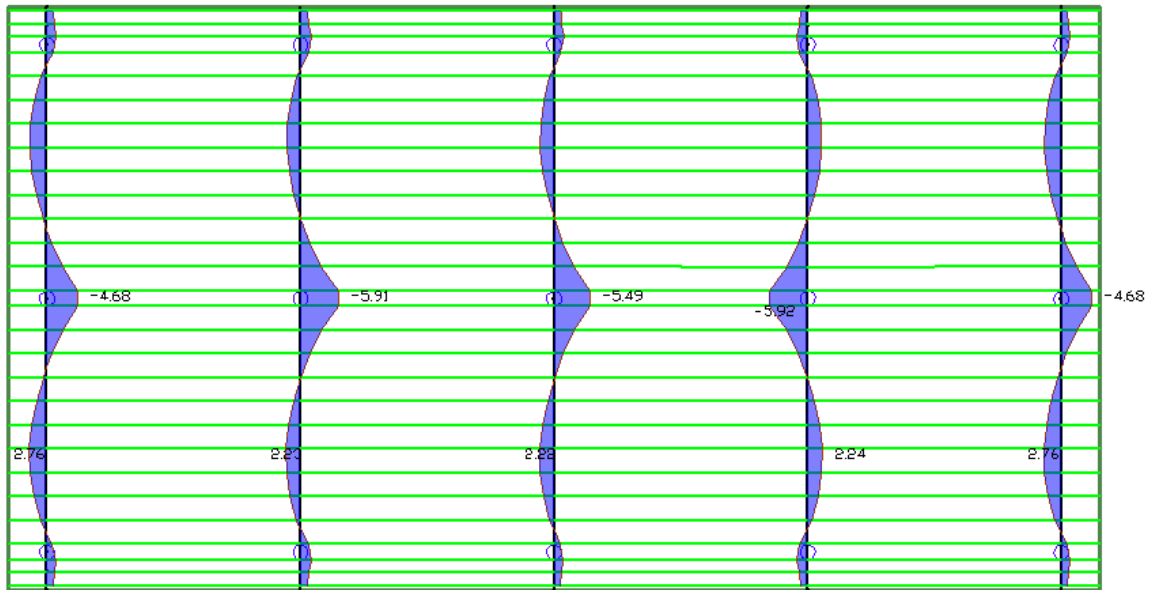
Kuva L3.4: Y-suunnan YP jännitystila tavallinen yhdistelmän ja kapeiden suunnittelukaistojen kanssa.



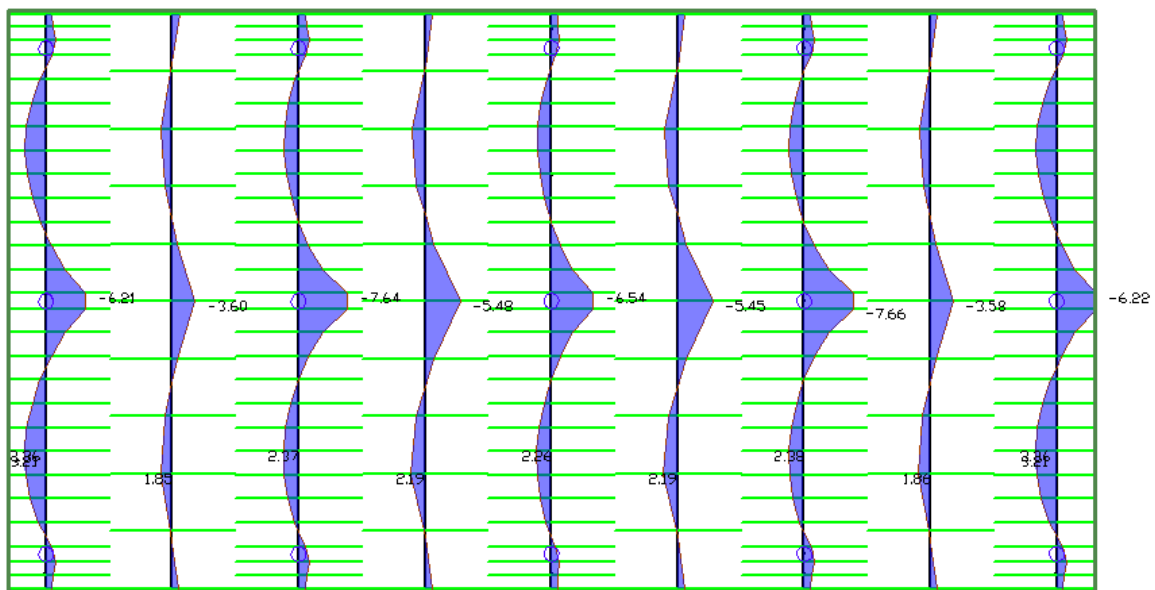
Kuva L3.5: X-suunnan AP jännitystila tavallinen yhdistelmän ja leveiden suunnittelukaistojen kanssa.



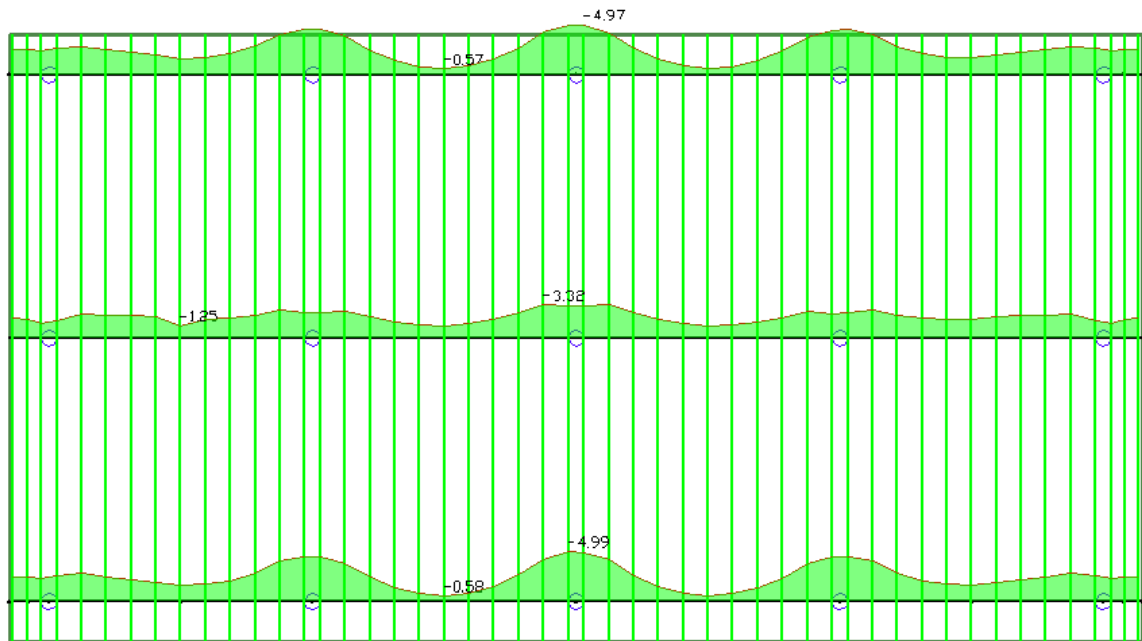
Kuva L3.6: X-suunnan AP jännitystila tavallinen yhdistelmän ja kapeiden suunnittelukaistojen kanssa.



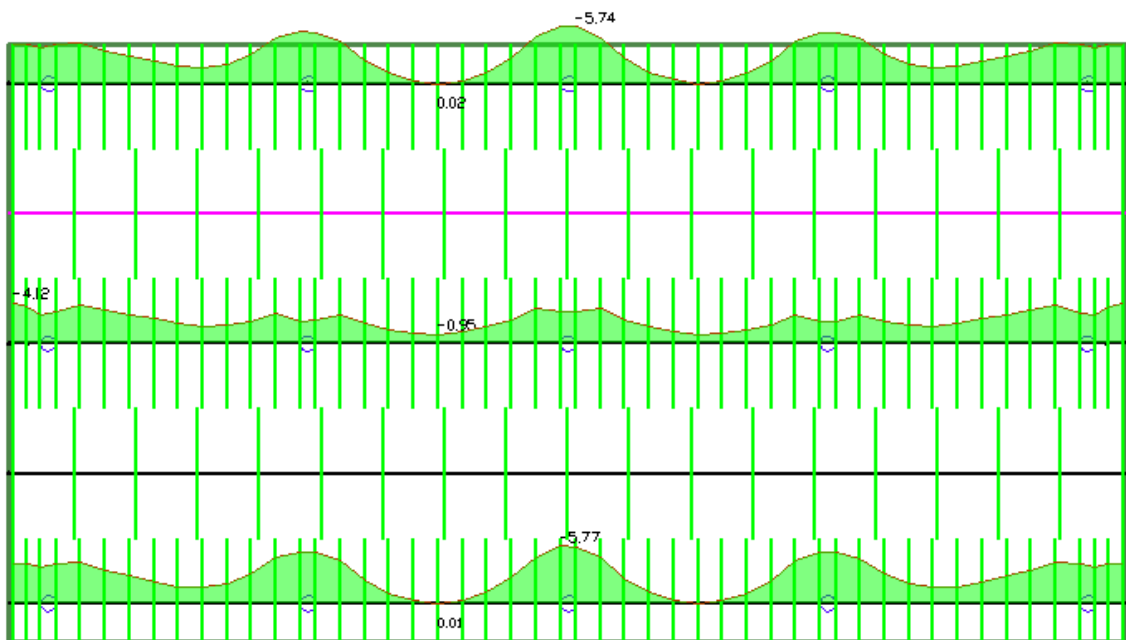
Kuva L3.7: Y-suunnan AP jännitystila tavallinen yhdistelmän ja leveiden suunnittelukaistojen kanssa.



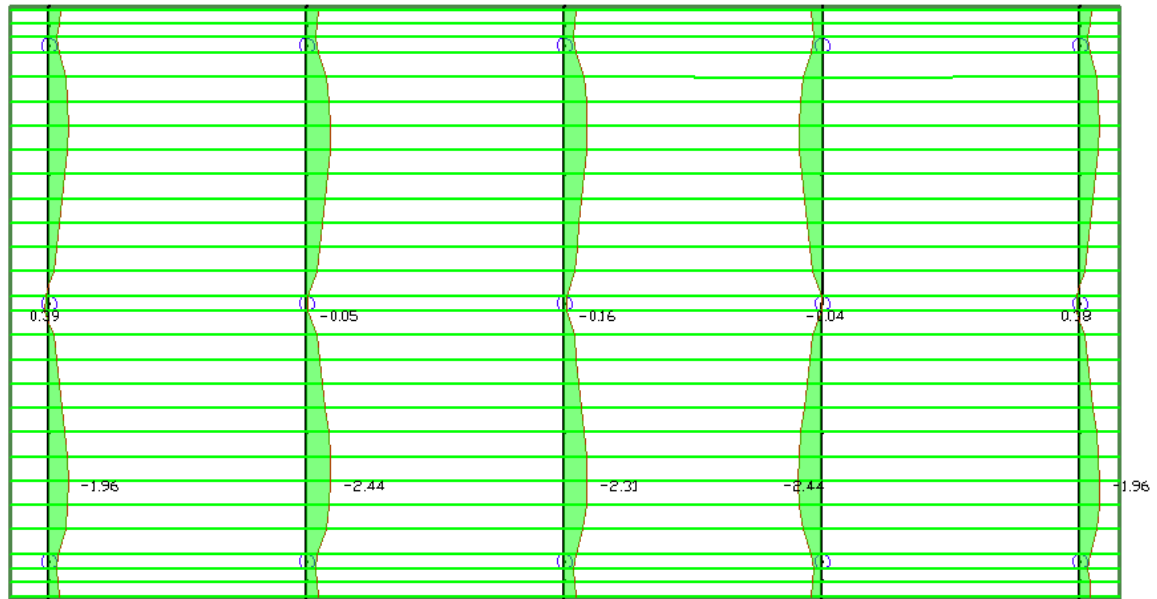
Kuva L3.8: Y-suunnan AP jännitystila tavallinen yhdistelmän ja kapeiden suunnittelukaistojen kanssa.



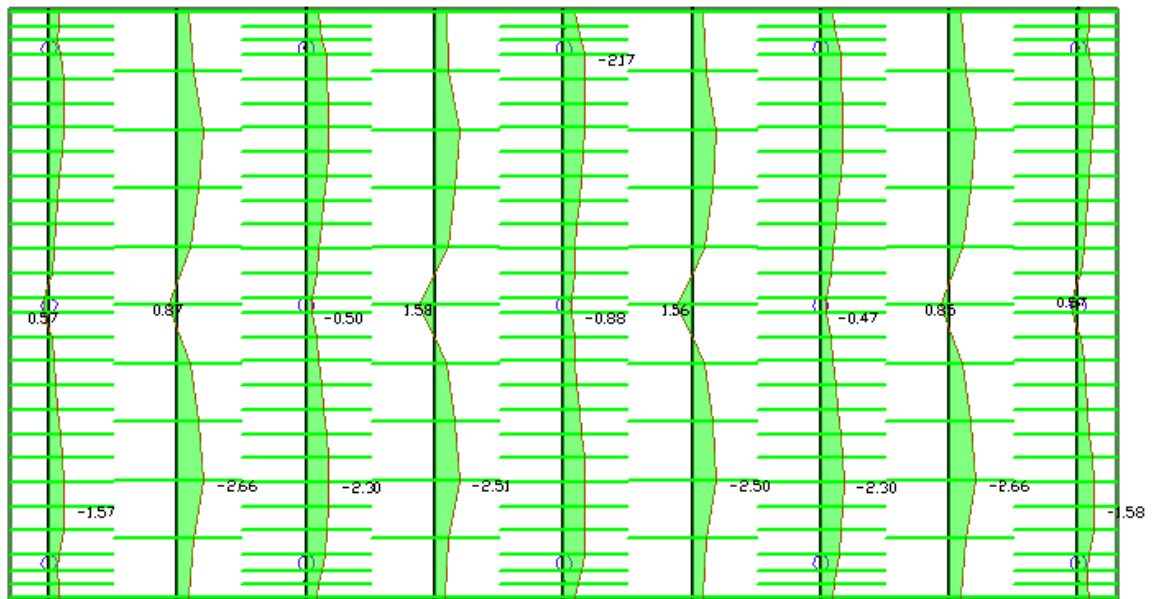
Kuva L3.9: X-suunnan YP jännitystila jännityksen aikana ja leveiden suunnittelukaistojen kanssa.



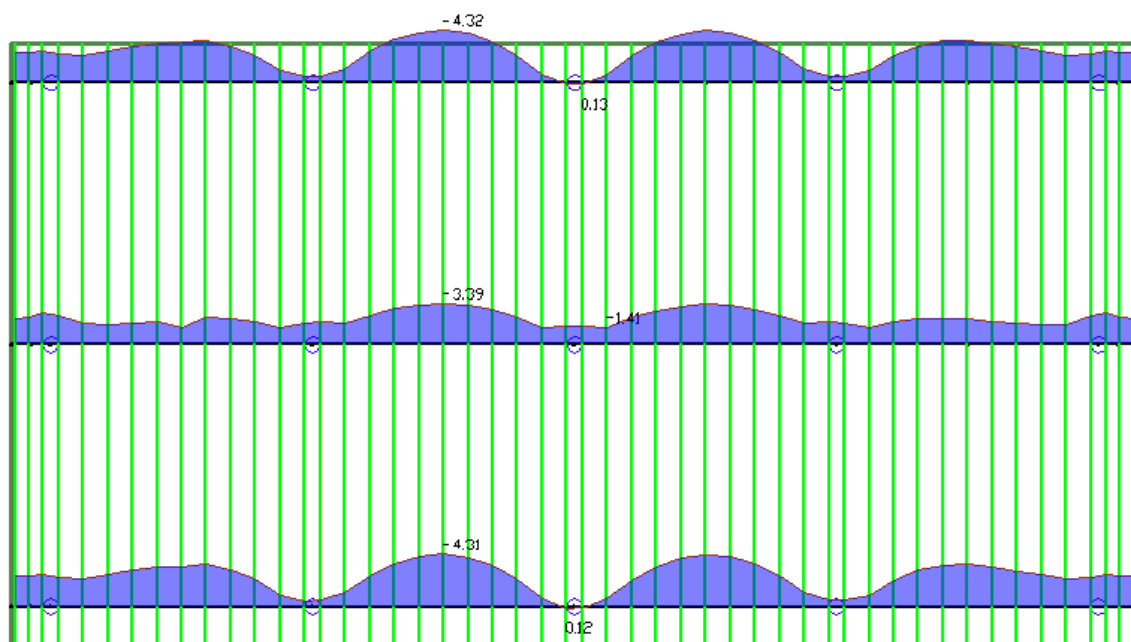
Kuva L3.10: X-suunnan YP jännitystila jännityksen aikana ja kapeiden suunnittelukaistojen kanssa.



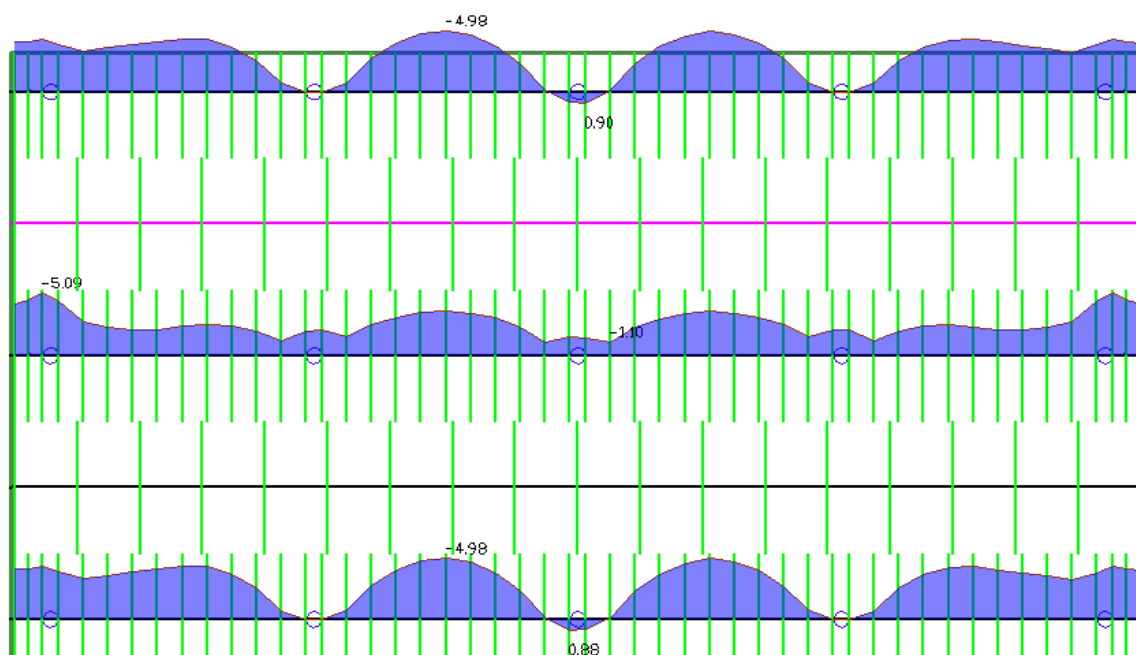
Kuva L3.11: Y-suunnan YP jännitystila jännityksen aikana ja kapeiden suunnittelukaistojen kanssa.



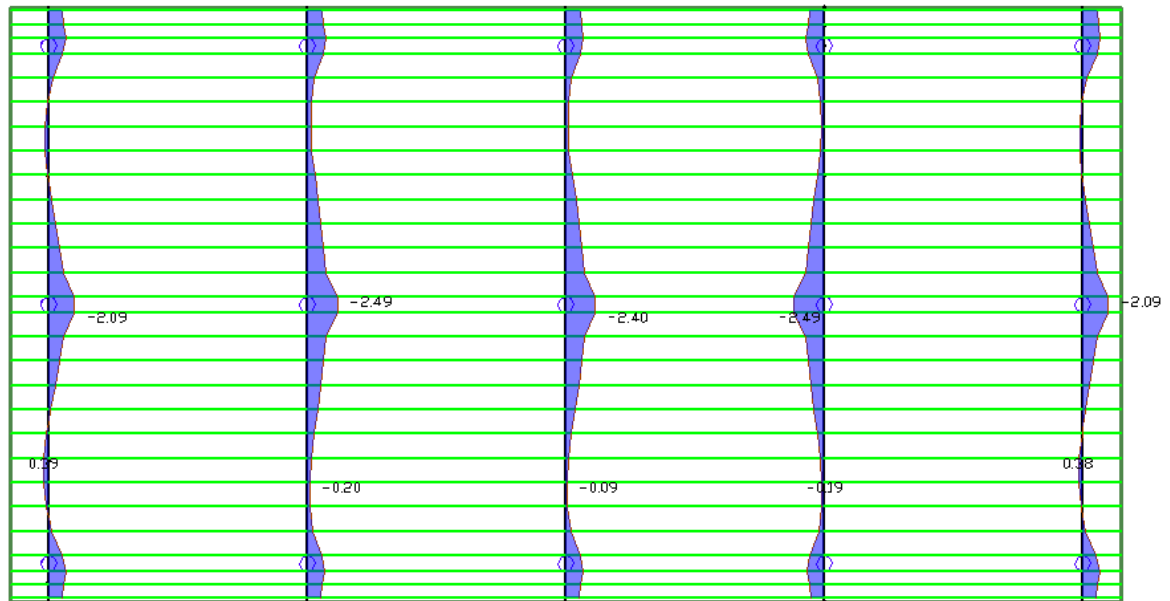
Kuva L3.12: Y-suunnan YP jännitystila jännityksen aikana ja kapeiden suunnittelukaistojen kanssa.



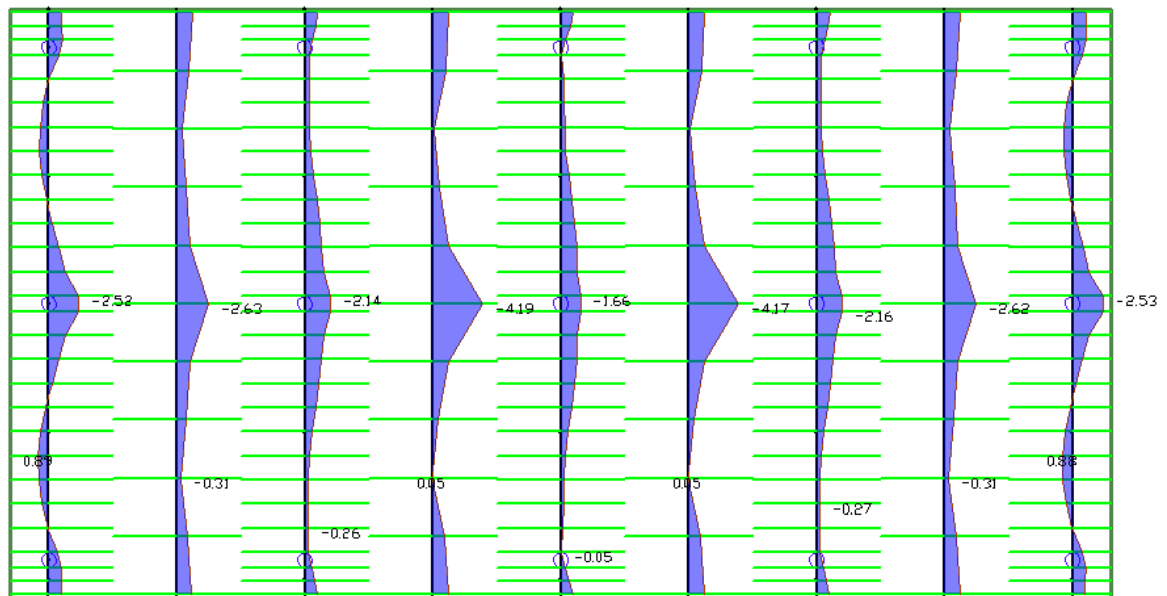
Kuva L3.13: X-suunnan AP jännitystilä jännityksen aikana ja leveiden suunnittelukaistojen kanssa.



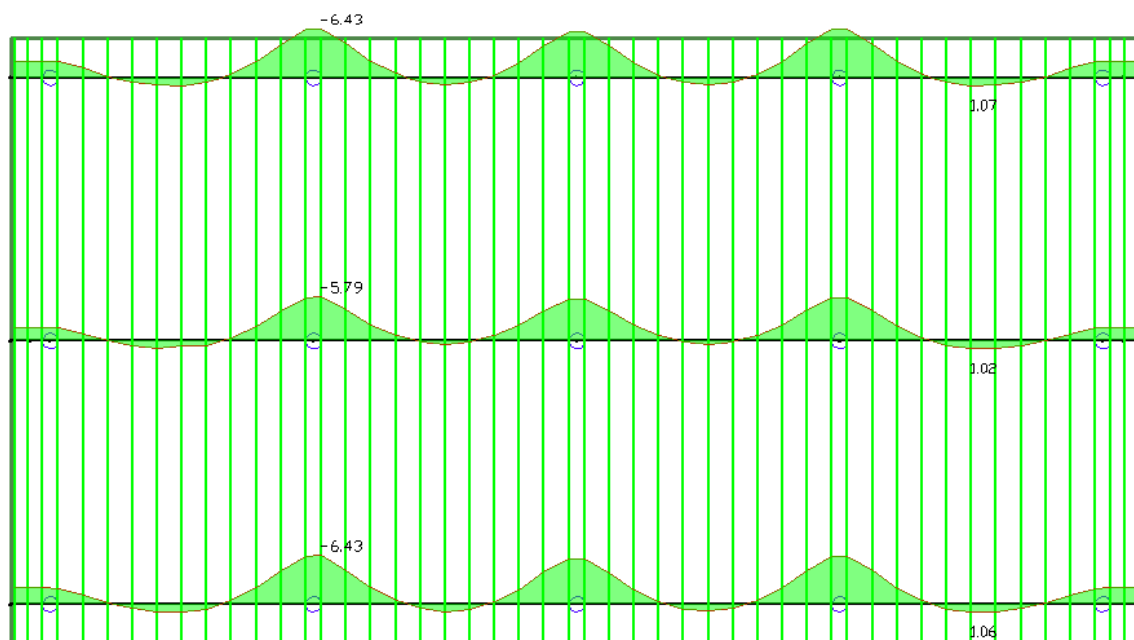
Kuva L3.14: X-suunnan AP jännitystilä jännityksen aikana ja kapeiden suunnittelukaistojen kanssa.



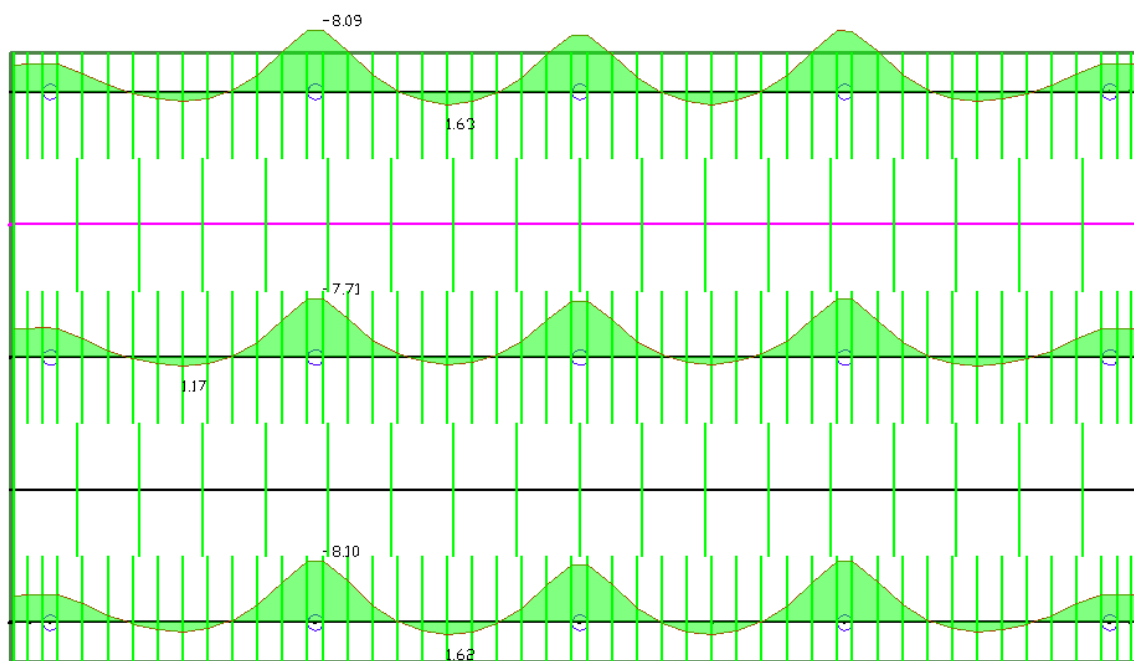
Kuva L3.15: Y-suunnan AP jännitystila jännityksen aikana ja leveiden suunnittelukaistojen kanssa.



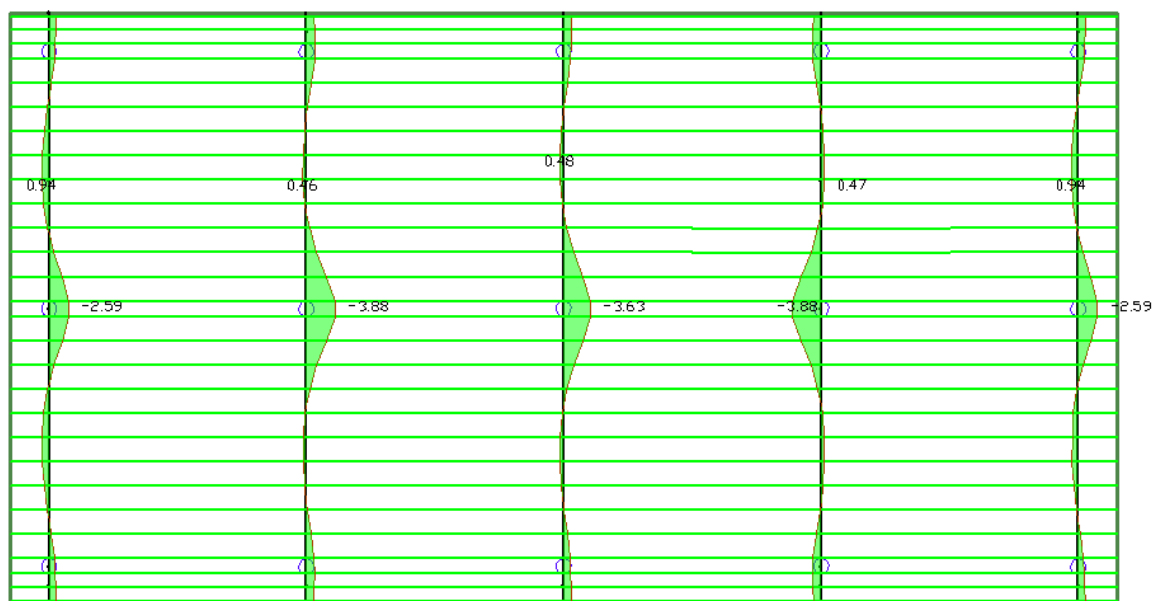
Kuva L3.16: Y-suunnan AP jännitystila jännityksen aikana ja kapeiden suunnittelukaistojen kanssa.



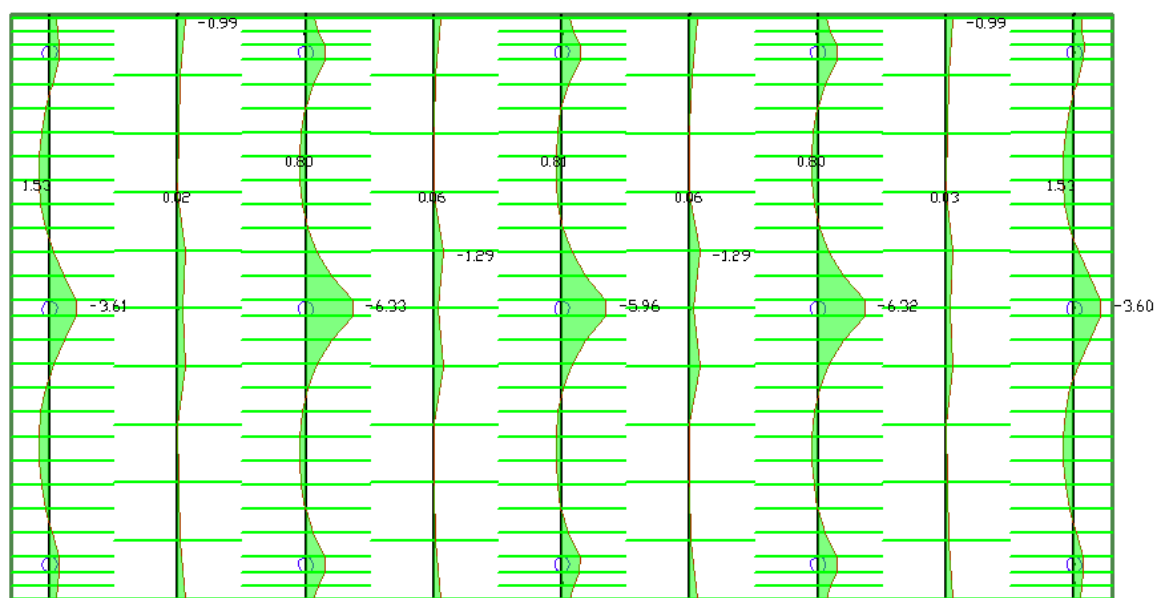
Kuva L3.17: Jännitysvoiman aiheuttama jännitystila x-suunnassa YP leveiden suunnittelukaistojen kanssa.



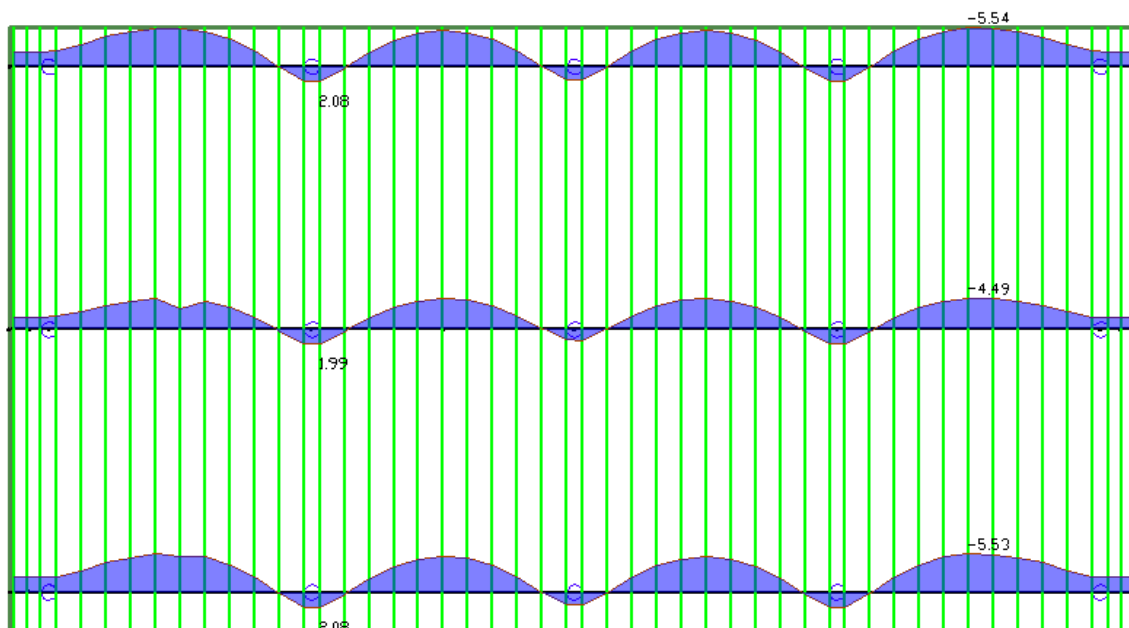
Kuva L3.18: Jännitysvoiman aiheuttama jännitystila x-suunnassa YP kapeiden suunnittelukaistojen kanssa.



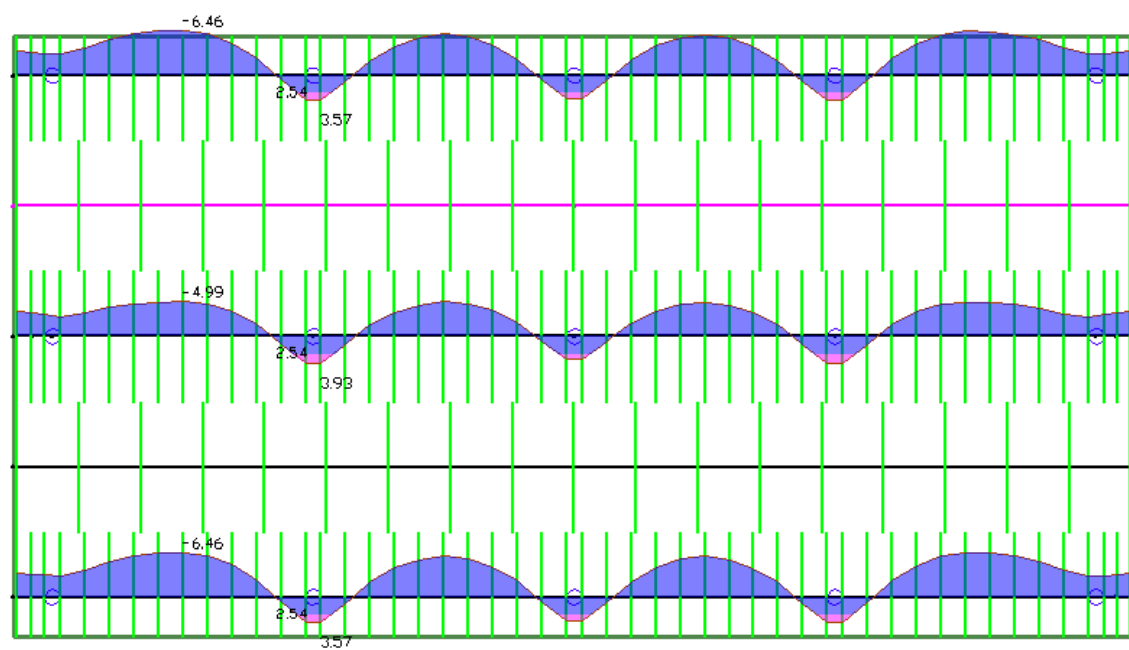
Kuva L3.19: Jännitysvoiman aiheuttama jännitystila y-suunnassa YP leveiden suunnittelukaistojen kanssa.



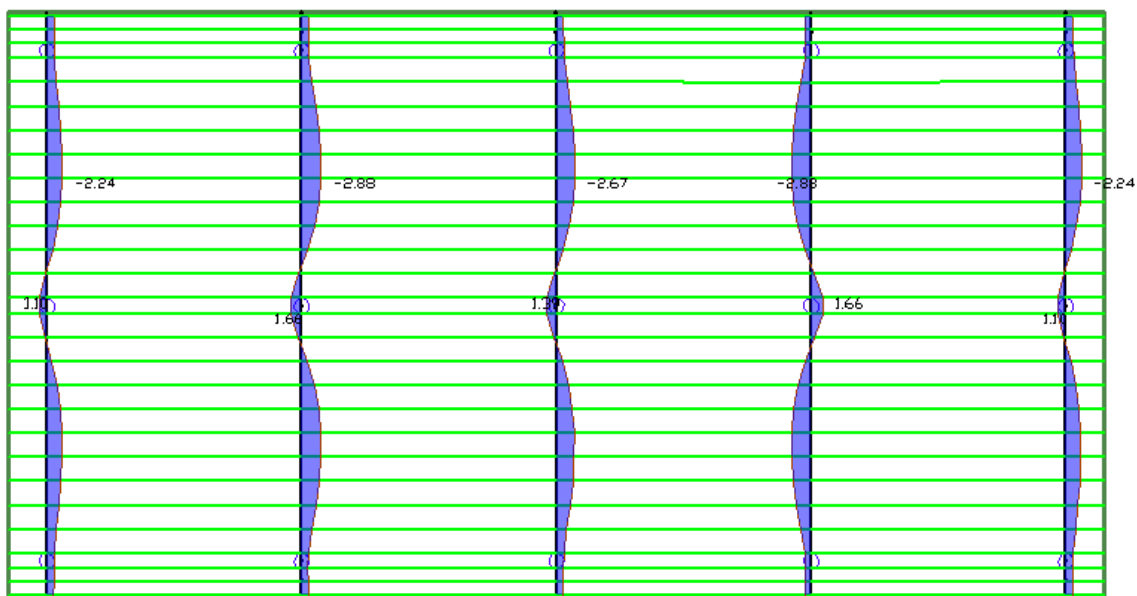
Kuva L3.20: Jännitysvoiman aiheuttama jännitystila y-suunnassa YP kapeiden suunnittelukaistojen kanssa.



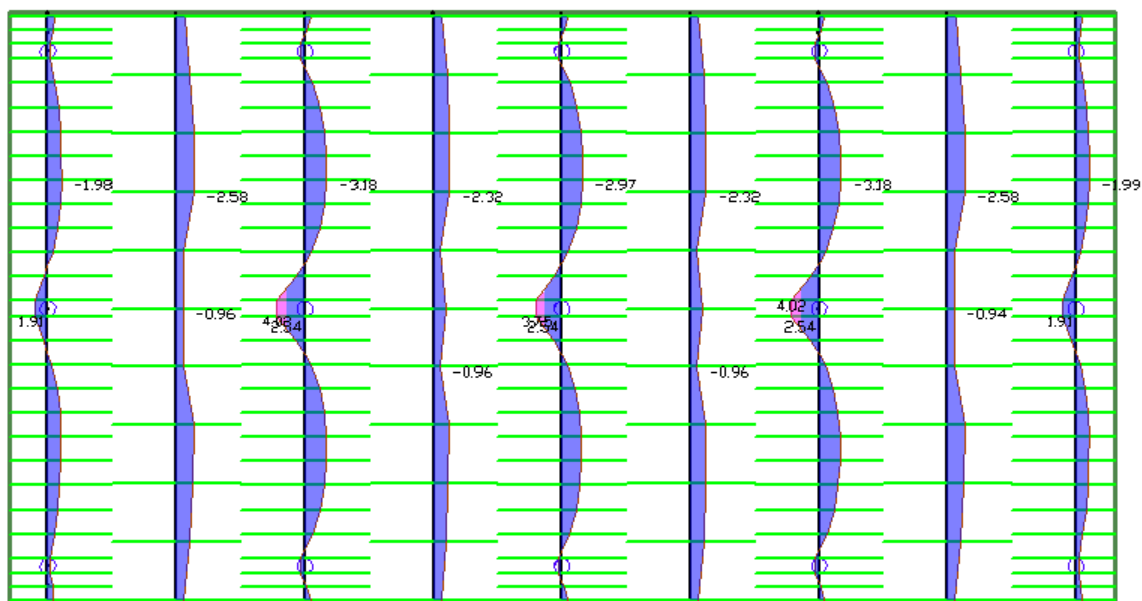
Kuva L3.21: Jännitysvoiman aiheuttama jännitystila x-suunnassa AP leveiden suunnittelukaistojen kanssa.



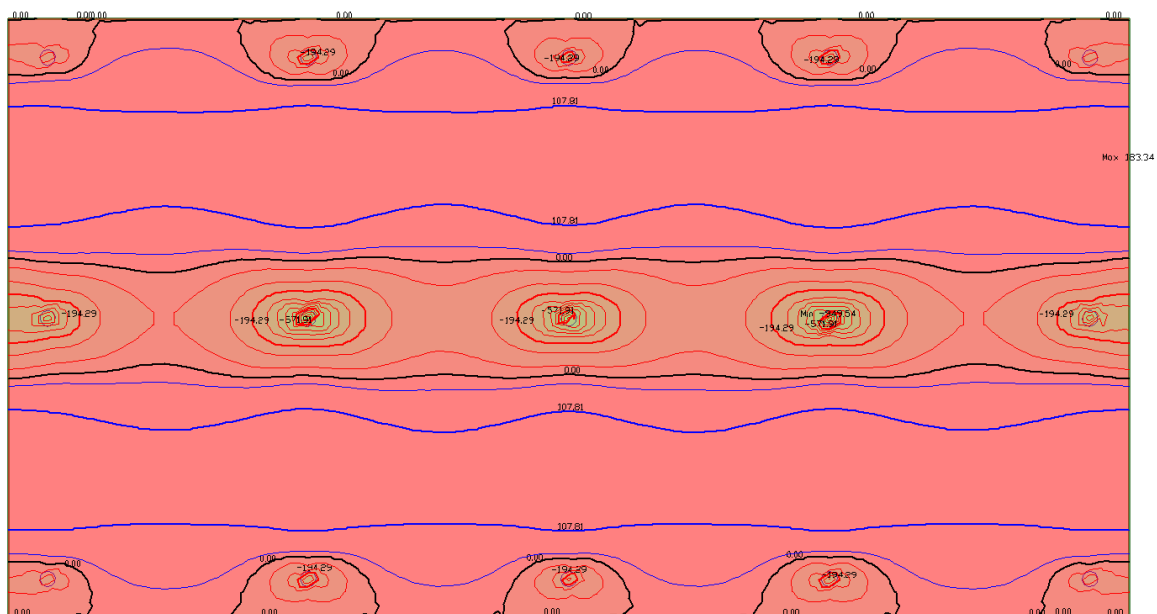
Kuva L3.22: Jännitysvoiman aiheuttama jännitystila x-suunnassa AP kapeiden suunnittelukaistojen kanssa.



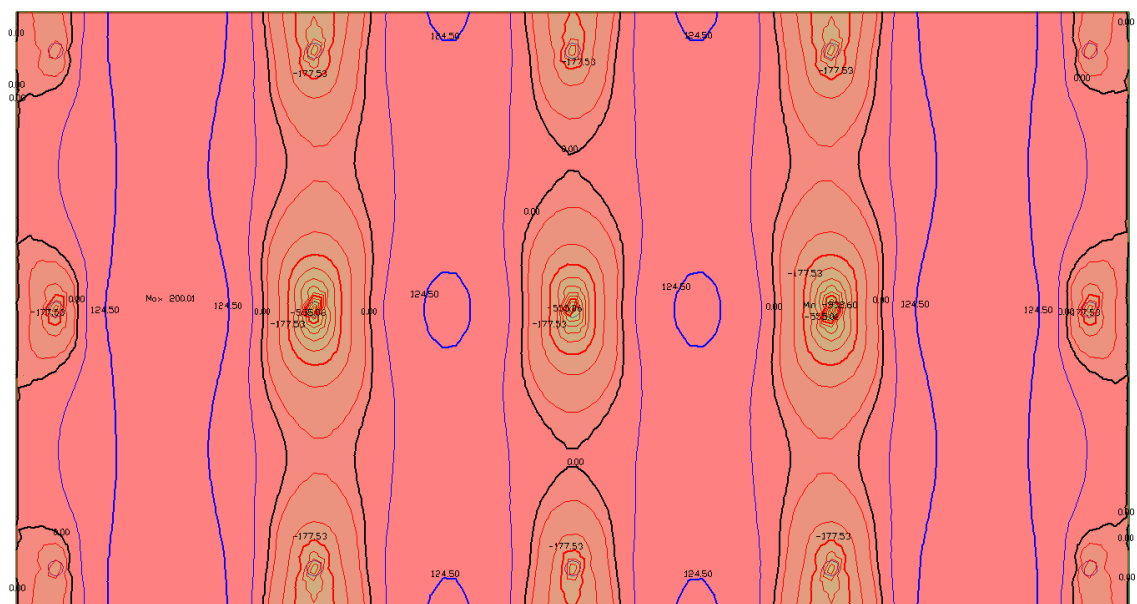
Kuva L3.23: Jännitysvoiman aiheuttama jännitystila y-suunnassa AP leveiden suunnittelukaistojen kanssa.



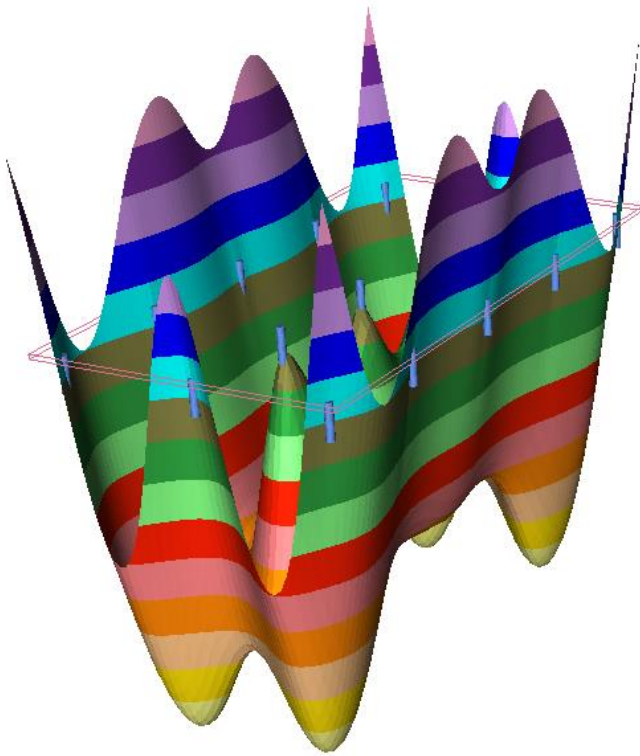
Kuva L3.24: Jännitysvoiman aiheuttama jännitystila y-suunnassa AP kapeiden suunnittelukaistojen kanssa.



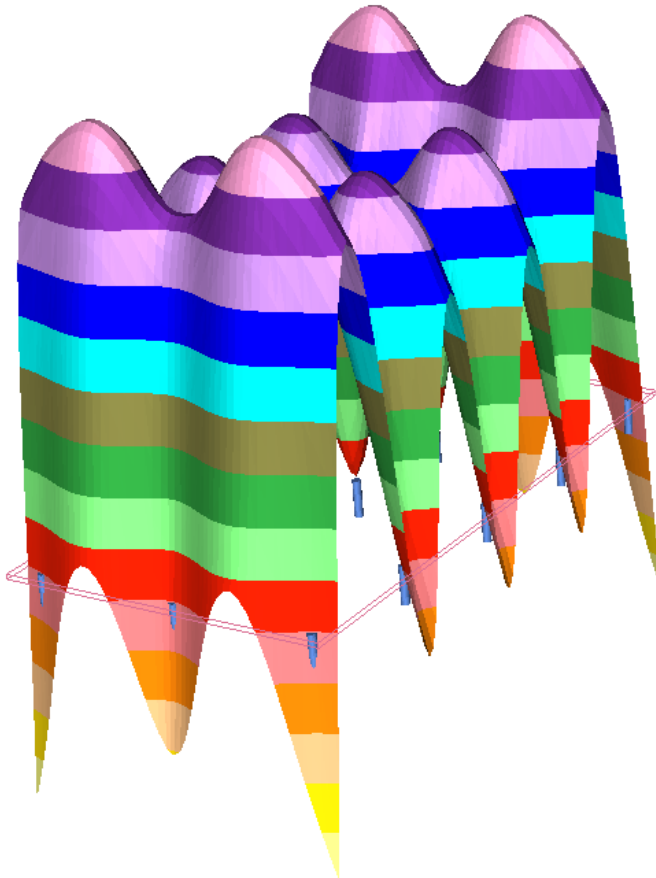
Kuva L3.25: X-suunnassa vaikuttavan momentin kuvaaja.



Kuva L3.26: Y-suunnassa vaikuttavan momentin kuvaaja.

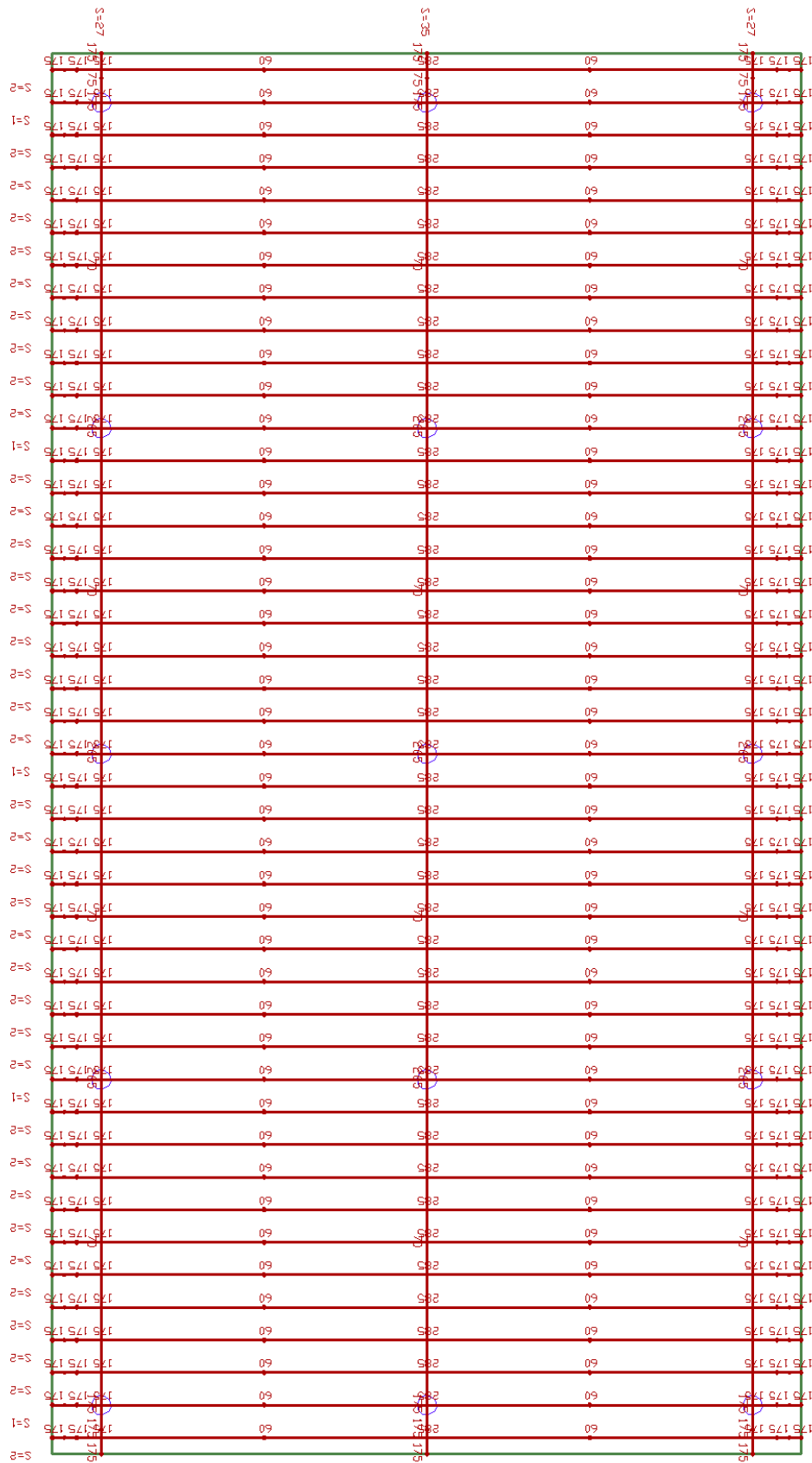


Kuva L3.27: Pilarilaatan taipumakuvaaja käyttörajatilassa.

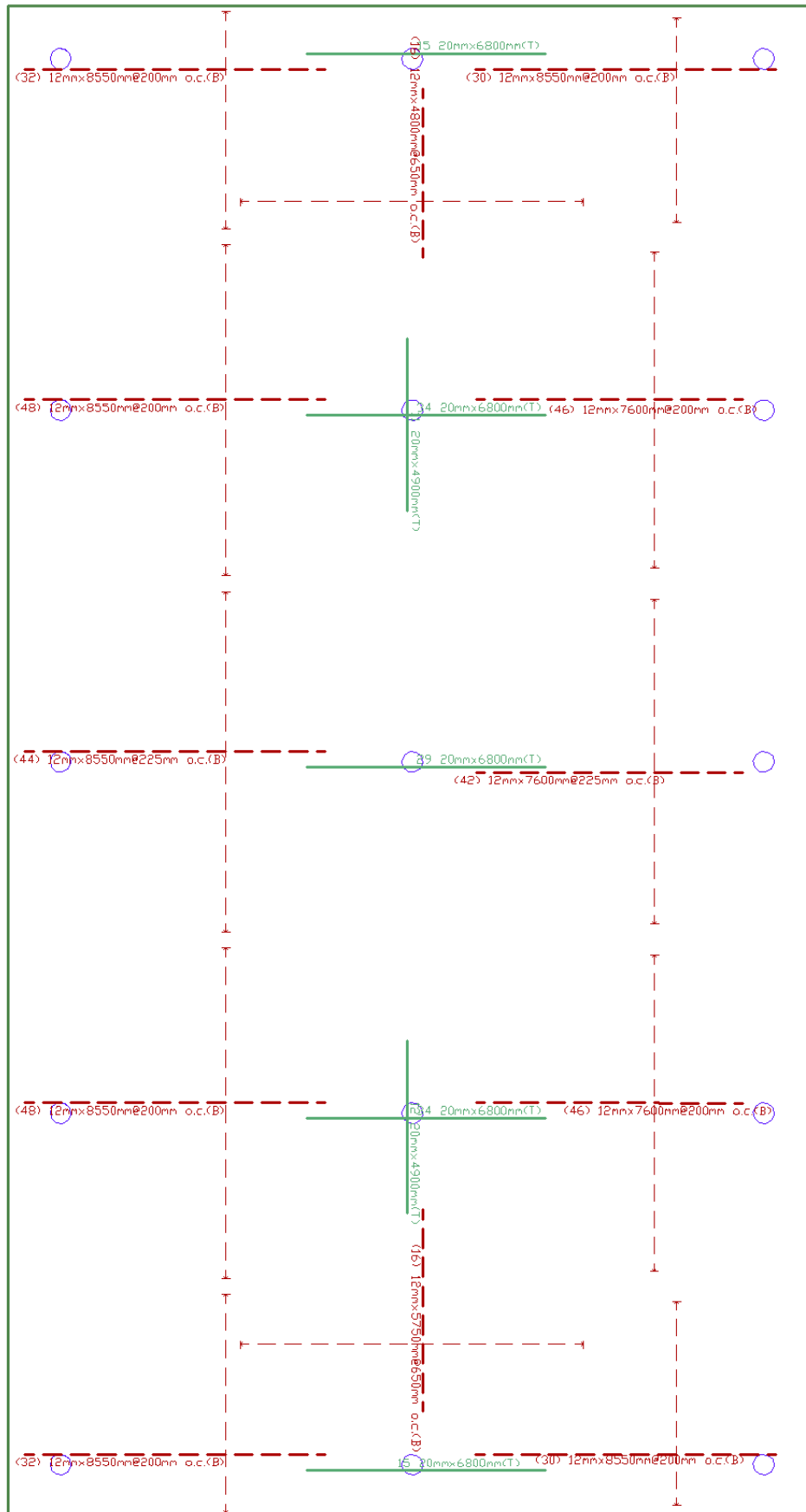


Kuva L3.28: Jännitusvoiman aiheuttama taipuma laattarakenteelle. (Taipuma kuvaaja).

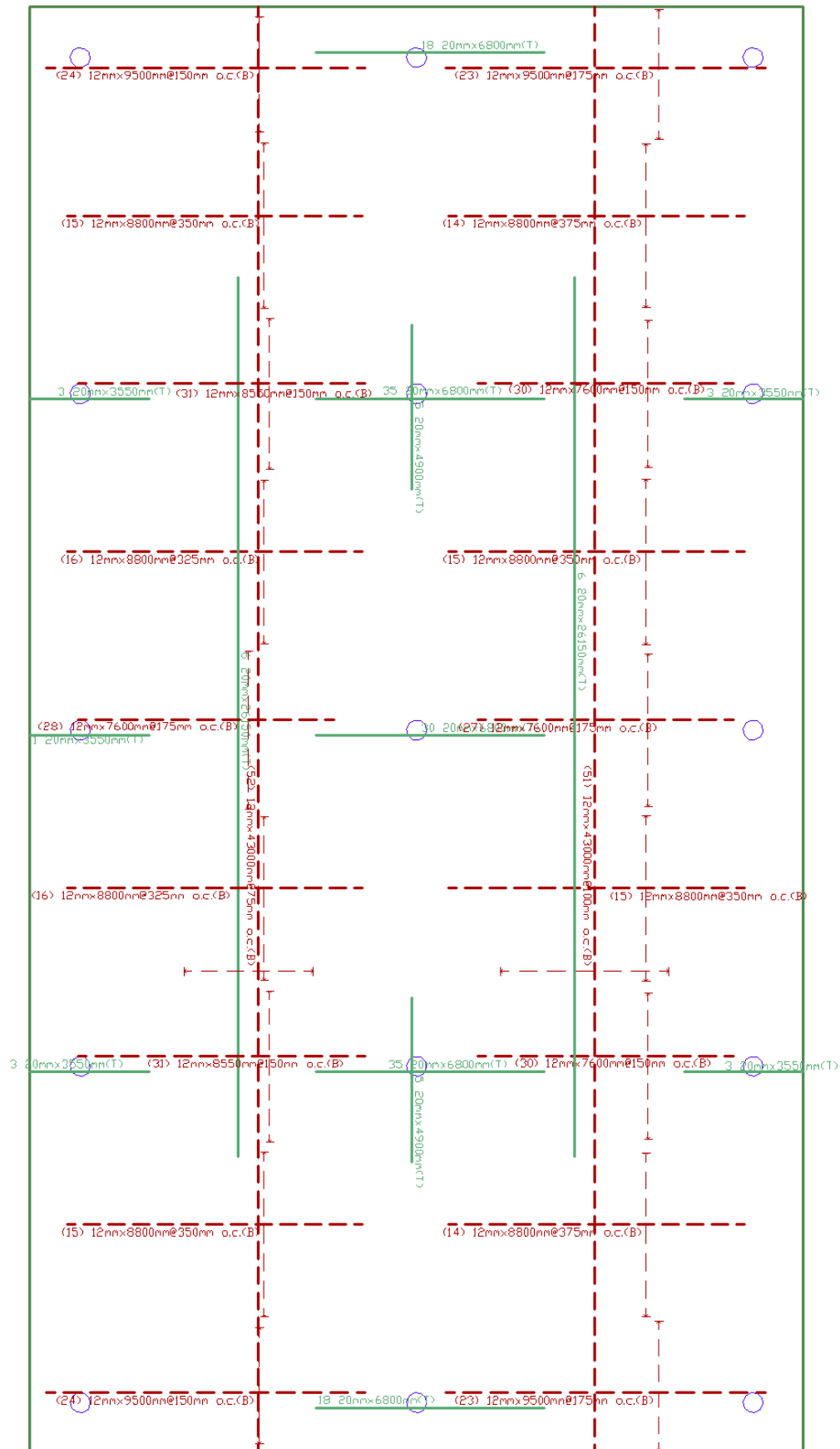
Liite 4: Raudoitus- ja punossuunnitelmat FEM-laskentaohjelmasta (ADAPT).



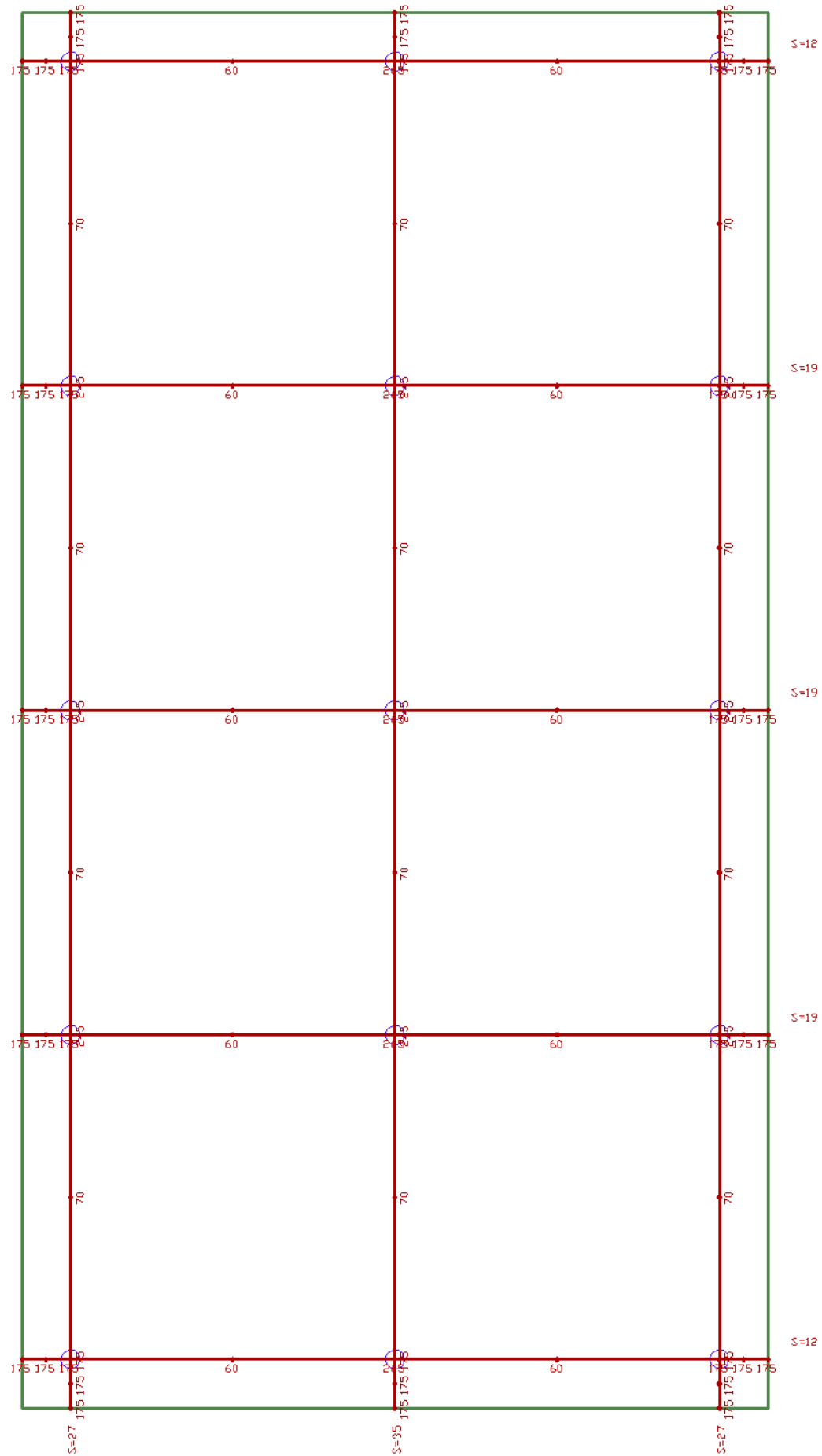
Kuva L4.1: Jännepunossuunnitelma 10x10 pilarilaatalle banded-distributed-menetelmällä.



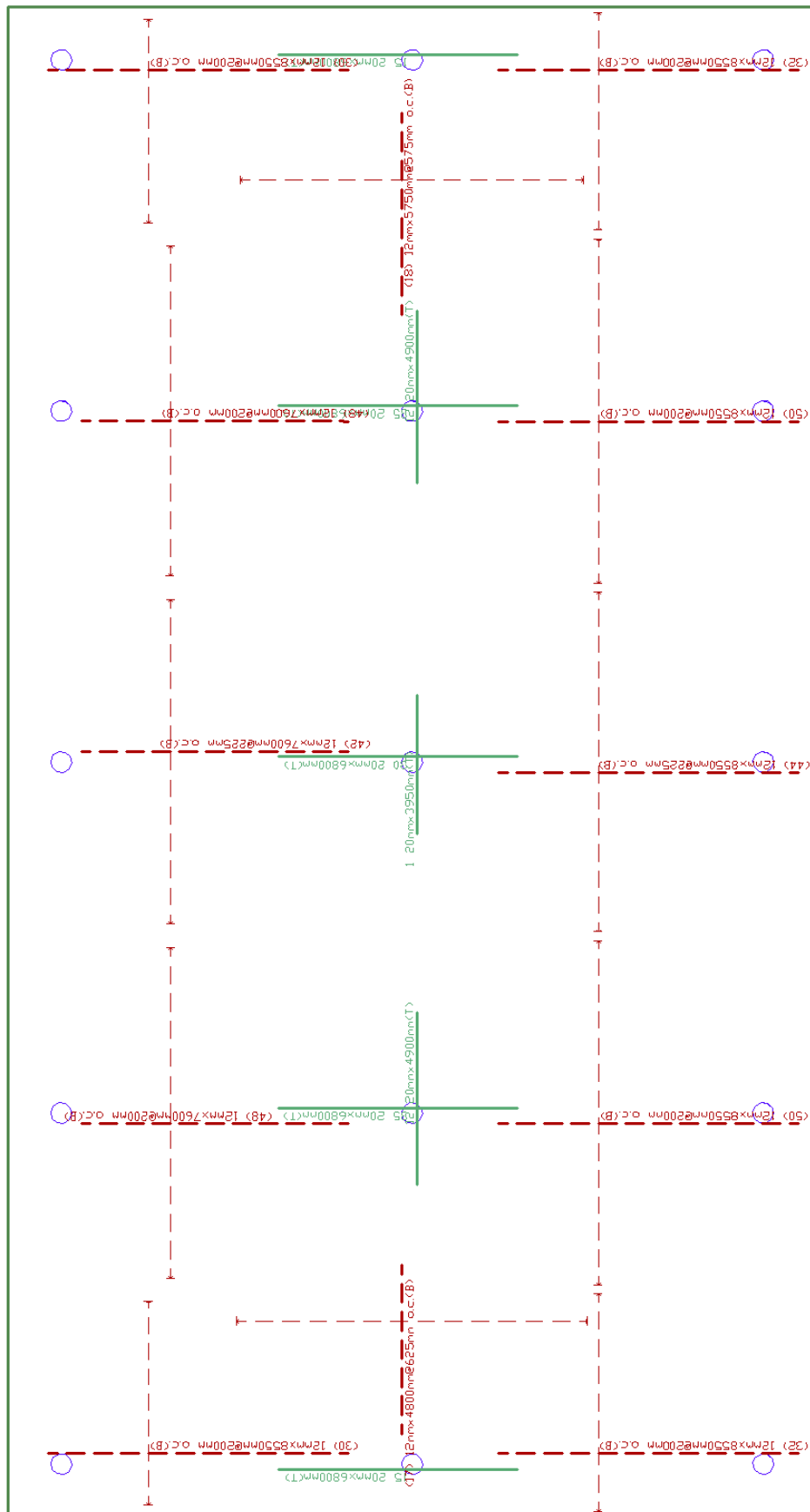
Kuva L4.2: Laskentaohjelman laskettu betoniteräsmäärä 10x10 pilarilaatalle jännepunos järjestelytavalla banded-distributed. (Leveät suunnittelukaistat).



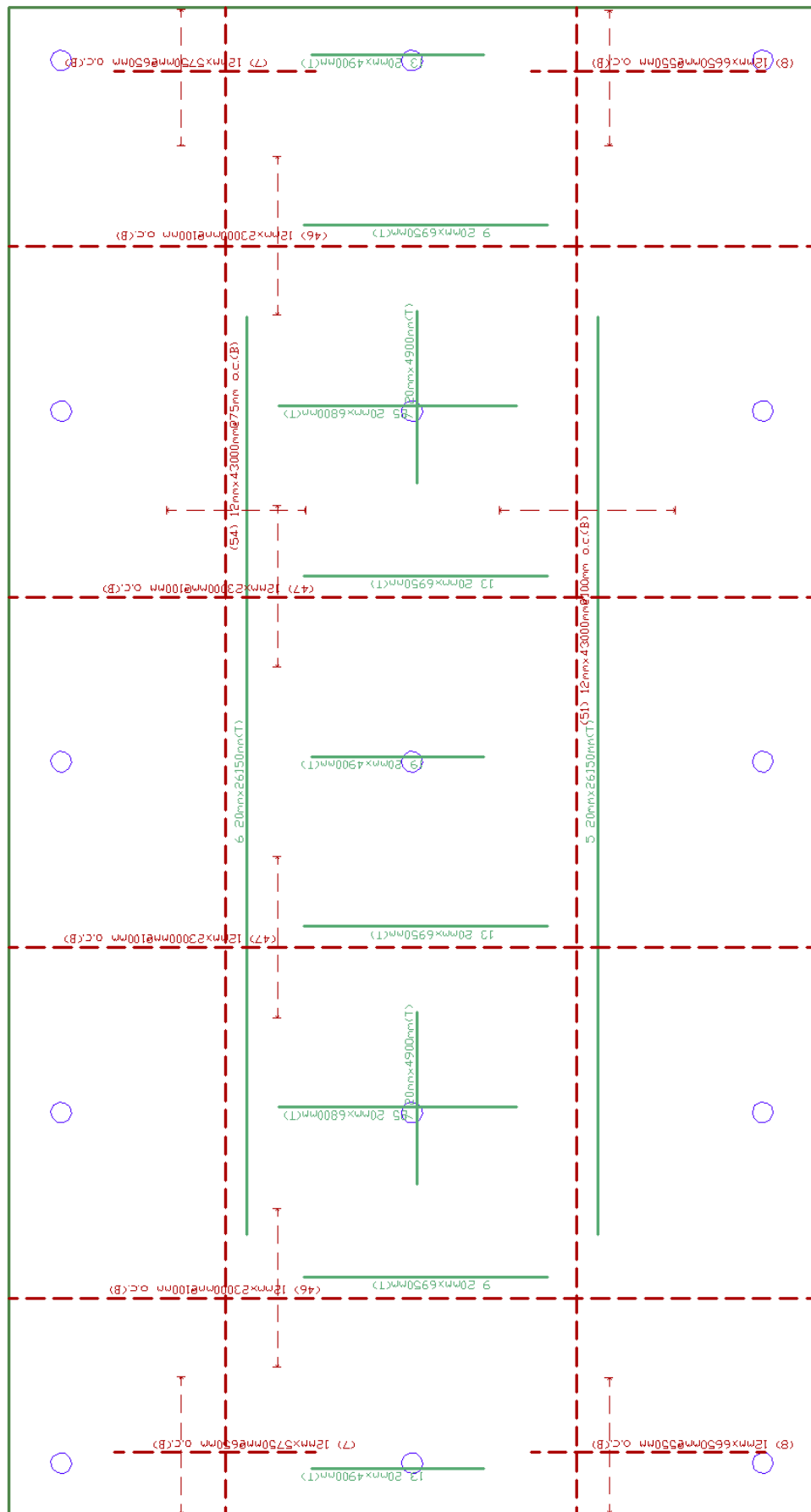
Kuva L4.3: Laskentaohjelman laskettu betoniteräsmäärä 10x10 pilarilaatalle jännepunos järjestelytavalla banded-distributed. (Kapeat suunnittelukaistat).



Kuva L4.4: Jännepunossuunnitelma 10x10 pilarilaatalle banded-banded-menetelmällä.

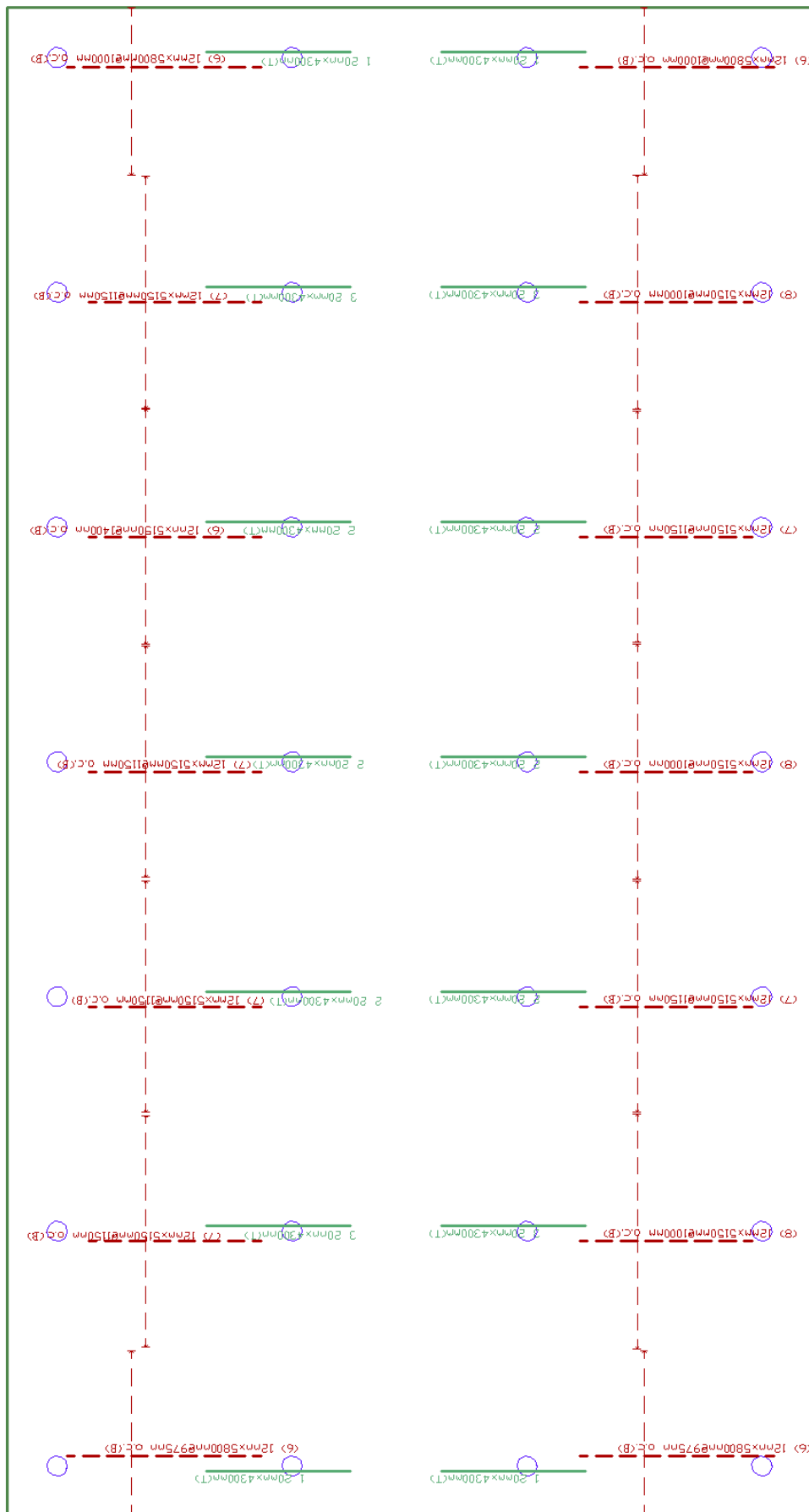


Kuva L4.5: Laskentaohjelman laskettu betoniteräsmäärä 10x10 pilarilaatalle jännepunos järjestelytavalla banded-banded. (Leveät suunnittelukaistat).



Kuva L4.6: Laskentaohjelman laskettu betoniteräsmäärä 10x10 pilarilaatalle jännepunos järjestelytavalla banded-banded. (Kapeat suunnittelukaistat).

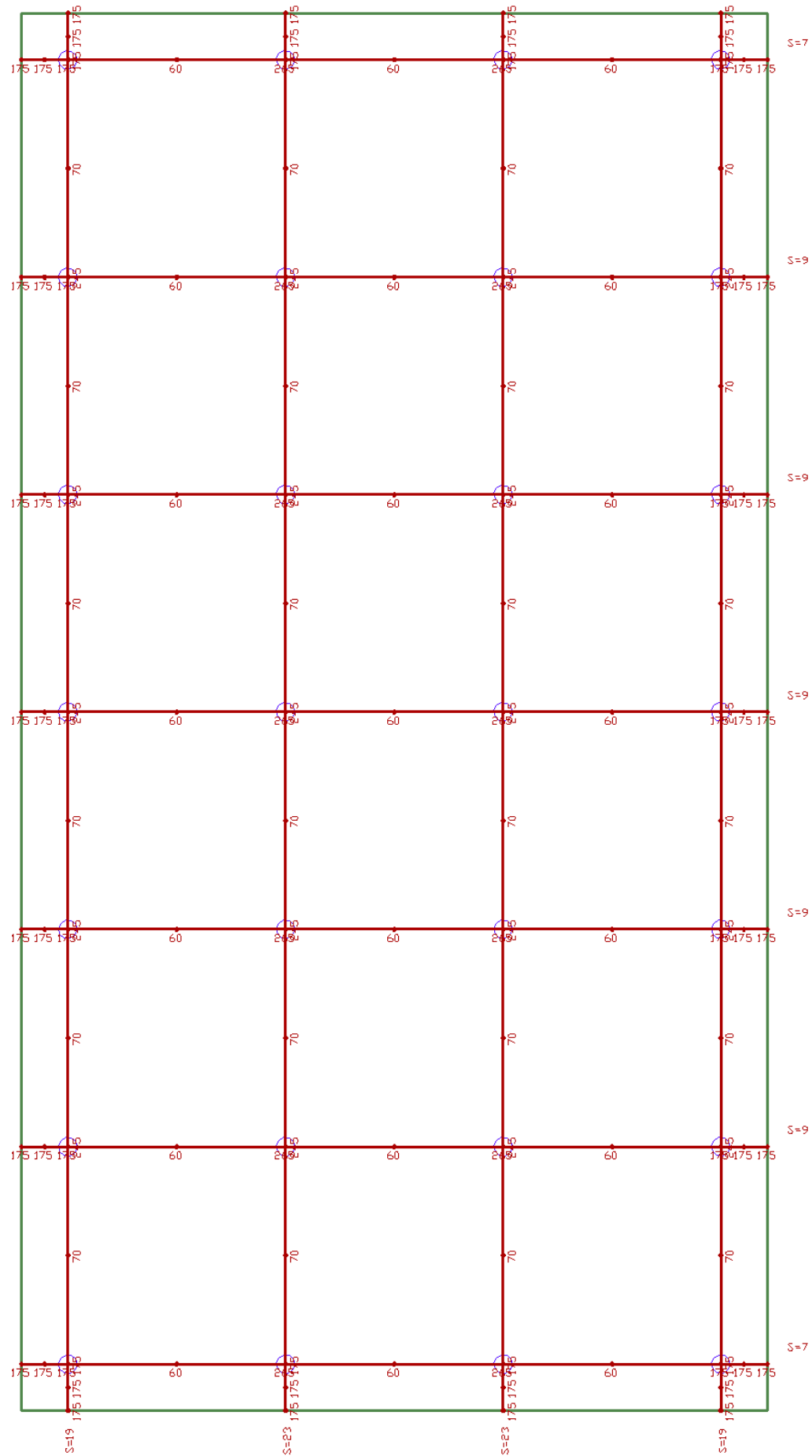
Kuva L4.7: Jännepunossuunnitelma 7x7 pilarilaatalle banded-distributed-menetelmällä.



Kuva L4.8: Laskentaohjelman laskettu betoniteräsmäärä 7x7 pilarilaatalle jännepunos järjestelytavalla banded-distributed. (Leveät suunnittelukaistat).



Kuva L4.9: Laskentaohjelman laskettu betoniteräsmäärä 7x7 pilarilaatalle jännepunos järjestelytavalla banded-distributed. (Kapeat suunnittelukaistat).



Kuva L4.10: Jännepunossuunnitelma 7x7 pilarilaatalle banded-banded-menetelmällä.



Kuva L4.11: Laskentaohjelman laskettu betoniteräsmäärä 7x7 pilarilaatalle jännepunos järjestelytavalla banded-banded. (Leveät suunnittelukaistat).

